

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
GUILLAUME SIEPRAWSKI

RÉSISTANCE À LA FATIGUE D'UN JOINT MODULAIRE D'EXPANSION POUR
PONTS À MULTIPLES BARRES DE SUPPORT SOUDÉES

MONTREAL, LE 25 MAI 2004

© droits réservés de Guillaume Sieprawski

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M.Omar Chaallal, directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, ingénieur recherche
Industries Z-Tech inc.

IL A FAIT L'OBJET D'UNE PRÉSENTATION DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 30 AVRIL 2004

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

RÉSISTANCE À LA FATIGUE D'UN JOINT MODULAIRE D'EXPANSION POUR PONTS À MULTIPLES BARRES DE SUPPORT SOUDÉES

Guillaume Sieprawski

RÉSUMÉ

De plus en plus, la tendance au niveau du design des ponts est d'éliminer les joints d'expansion de faible capacité de mouvement dans une structure en faveur de joints modulaires d'expansion pour pont (*Modular Bridge Joint System (MBJS)*). Cependant, ces types de joints sont plus coûteux à l'achat et au remplacement, leur viabilité à long terme doit donc être assurée. L'objectif de cette étude est donc de caractériser la résistance à la fatigue des connexions soudées du joint modulaire d'expansion à multiples barres de support. Il s'agit dans le cadre de ce projet de vérifier qu'elles respectent la catégorie C de résistance à la fatigue, définie par l'*AASHTO Bridge Design Code Guidelines*. Ces tests ont permis de construire la courbe de fatigue des connexions soudées avec un total de 11 points montrant clairement que le détail a une résistance à la fatigue compatible avec les catégories C et C', définies par l'*AASHTO LRFD 1998 Bridge Design Code*.

RÉSISTANCE À LA FATIGUE D'UN JOINT MODULAIRE D'EXPANSION POUR PONTS À MULTIPLES BARRES DE SUPPORT SOUDÉES

Guillaume Sieprawski

SOMMAIRE

De plus en plus, la tendance au niveau du design des ponts est d'éliminer les joints d'expansion de faible capacité de mouvement dans une structure en faveur de joints à multiples cellules ou joints modulaires d'expansion pour pont (*Modular Bridge Joint System* (MBJS)). Ainsi, des économies au niveau de l'entretien peuvent être réalisées. Cependant, ces types de joints sont plus coûteux à l'achat et au remplacement, leur viabilité à long terme doit donc être assurée, particulièrement en ce qui concerne leur résistance à la fatigue. Plusieurs études ont été conduites à cet égard, comme celles réalisées par le NCHRP pour l'AASHTO (rapports NCHRP 402 et 467). Ces études insistent sur la résistance à la fatigue des joints modulaires notamment en recommandant de les tester à la fatigue.

L'objectif principal de cette étude, commanditée par les industries Z-Tech inc., est donc de valider expérimentalement ce paramètre critique qu'est la résistance à la fatigue. En particulier, les connexions soudées du joint modulaire d'expansion à multiples barres de support sont des zones névralgiques et il s'agit dans le cadre de ce projet de vérifier qu'elles respectent la catégorie C de résistance à la fatigue, définie par l'*AASHTO Bridge Design Code Guidelines*. Un autre objectif spécifique est de valider des modèles structuraux théoriques du joint (1-D et 3-D) pour l'analyse de ces joints, en comparant les contraintes expérimentales à différents points de la structure avec celles obtenues par les modèles théoriques.

Les tests ont été effectués en conformité avec les procédures décrites dans l'annexe B du Rapport 402, "*Fatigue Design Criteria for Modular Bridge Expansion Joints*", du *National Cooperative Highway Research Program* (Dexter et al., 1997). Onze points de la courbe de fatigue ont été obtenus à partir de trois spécimens identiques du système de joint modulaire fabriqués en usine et instrumentés en laboratoire. Chaque spécimen est constitué d'une poutre centrale supportée par quatre barres de support également espacées dont les fixations à la poutre centrale sont assurées par des connexions soudées pleine pénétration. Des intervalles différents de charges verticales et horizontales ont été appliqués sur chaque spécimen, afin d'obtenir un nombre suffisant de points pour construire les courbes de fatigue.

Des fissures de fatigue du même type que celles rapportées par le rapport NCHRP 402 ont été observées au niveau des connexions soudées. Ces tests ont permis de construire la courbe de fatigue des connexions soudées avec un total de 11 points montrant clairement que le détail a une résistance à la fatigue compatible avec les catégories C et C', définies par l'*AASHTO LRFD 1998 Bridge Design Code*. Le modèle 3-D a été trouvé plus précis que le modèle 1-D. Cependant, étant donné sa simplicité et sa précision relative, ce dernier peut être un outil intéressant pour analyser de tels joints, notamment au niveau du dimensionnement préliminaire.

FATIGUE TESTING OF A WELDED MULTIPLE SUPPORT BAR MODULAR EXPANSION JOINT FOR BRIDGES

Guillaume Sieprawski

ABSTRACT

Increasingly, the tendency among bridge design engineers is to eliminate the number of smaller capacity expansion joints in a given structure, in favour of multiple-cell or Modular Bridge Joint System (MBJS) for bridges. These units are considerably more expensive to purchase and to replace, so manufacturers have been asked to find ways to validate the long-term viability of Modular Joints. One area of concern has been the performance of the various Modular Joint designs with respect to fatigue. Several studies have been carried out in this regard, most notably that conducted in the NCHRP for AASHTO (NCHRP 402 and 467 reports).

The main objective of this study is to evaluate the fatigue resistance of the critical details of the multiple support bars modular expansion joint, with welded connections as manufactured by Z-Tech Industries Inc. Structural models (1-D and 3-D) for the analysis of the MBJS test specimen were validated by comparing the experimental strains and stresses at different locations of the structure, with those predicted by the theoretical models. The fatigue performance of the modular joint was evaluated by testing multiple support bars modular joint specimens in accordance with the test procedure recommended by the NCHRP-402 Report. Of particular interest is the fatigue rating of the welded connection detail.

The testing was carried out in conformity with the requirements and guidelines of the procedure outlined in appendix B of the National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report 402, "Fatigue Design Criteria for Modular Bridge Expansion Joints". In total, eleven fatigue points were obtained from three identical subassemblies of the modular joint system, which were fabricated in the factory and instrumented in laboratory. Each specimen is made of a center-beam supported by four equally spaced support bars. Support bars are connected to the center-beams by full penetration welded connections. Different load ranges were applied for each specimen in order to obtain sufficient number of points of the experimental fatigue (S-N) curve.

Fatigue cracks of the same type as those reported by NCHRP-402 Report were observed within the welded connection detail. No fatigue crack has been observed elsewhere. The testing allowed to construct the fatigue curve of the welded connection with a total of 11 points clearly showing that the detail has achieved a fatigue resistance compatible with Categories C and C' details, as defined by the AASHTO LRFD 1998 Bridge Design Code. Two structural models (1-D and 3-D) were used for the analysis of the joint. The 3-D model was found more accurate than the 1-D. However, given its simplicity and its relative accuracy, the 1-D model is thought to be convenient for preliminary design of such joints.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été sponsorisé par les Industries Z-Tech. Les essais se sont déroulés au laboratoire du DRSR (Développement et Recherche en Structures et Réhabilitation) de l'École de Technologie Supérieure, Université du Québec.

Je voudrais exprimer mes remerciements les plus sincères à mon directeur de maîtrise, Omar Chaallal, Ph. D., pour ses conseils ciblés, sa grande disponibilité et sa supervision pendant toute la durée de cette maîtrise. Je remercie John Lescelleur, technicien au DRSR, qui a fourni un gros travail pour la préparation et l'instrumentation des spécimens, ainsi que pour la supervision du bon déroulement des essais.

Je tiens aussi à remercier particulièrement Lotfi Guizani, ingénieur de recherche chez Z-Tech qui par ses connaissances du sujet et par sa forte implication dans le projet m'a donné un grand nombre de conseils et a su donner l'impulsion nécessaire au bon déroulement de l'étude.

Je ne voudrais pas non plus oublier les étudiants de maîtrise du local 1740 qui ont su instaurer par leur bonne humeur une atmosphère exceptionnelle propice au travail efficace et à l'entraide mutuelle.

Enfin, je remercie mes parents, Anne et Yves pour leur soutien, mon frère, ainsi que ma famille et mes amis.

TABLE DES MATIÈRES

| | Page |
|--|------|
| SOMMAIRE | i |
| ABSTRACT | ii |
| REMERCIEMENTS | iii |
| LISTE DES TABLEAUX | viii |
| LISTE DES FIGURES | x |
| LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES | xiv |
| INTRODUCTION | 1 |
| CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE | 4 |
| 1.1 Les joints ouverts (open joints) | 5 |
| 1.1.1 Joint formé (formed joint) | 6 |
| 1.1.2 Joint à dents (finger-plate joint) | 7 |
| 1.2 Les joints fermés (closed joints) | 10 |
| 1.2.1 Joint avec scellement coulé (poured joint Seal) | 11 |
| 1.2.2 Joint compressible (compression seal) | 14 |
| 1.2.3 Joint asphaltique (asphaltic joint) | 18 |
| 1.2.4 Joint à plaque coulissante (sliding-plate joint) | 20 |
| 1.2.5 Joint à garniture en élastomère préfabriqué (prefabricated elastomeric seal) | 23 |
| 1.2.6 Joint modulaire (modular joint) | 26 |
| CHAPITRE 2 FACTEURS DE PERFORMANCE DES JOINTS MODULAIRES | 32 |
| 2.1 Revues des recherches effectuées sur les facteurs de performance | 33 |
| 2.1.1 Historique des recherches | 33 |
| 2.1.2 Spécifications du Florida Department of Transportation | 35 |
| 2.1.3 Spécifications du Washington State Department of Transportation | 37 |
| 2.1.4 Rapport NCHRP 402, (Dexter et al., 1997) | 38 |
| 2.1.5 Rapport NCHRP 467, (Dexter et al., 2002) | 39 |
| 2.2 Facteurs de performance | 40 |

| | | |
|---|--|-----------|
| 2.2.1 | Coût total en service..... | 42 |
| 2.2.2 | Durée de vie en service | 42 |
| 2.2.3 | MBJS et design de pont | 43 |
| 2.2.4 | L'installation..... | 47 |
| 2.2.5 | Les composants métalliques..... | 48 |
| 2.2.6 | Les composants en élastomère | 54 |
| 2.2.7 | Trafic et dommages dû aux chasse-neige | 58 |
| 2.2.8 | Maintenance..... | 58 |
| 2.3 | Conclusions..... | 59 |
| CHAPITRE 3 FATIGUE DES JOINTS | | 60 |
| 3.1 | Généralités | 60 |
| 3.1.1 | Définition | 60 |
| 3.1.2 | Influence de la résistance du matériau de base | 60 |
| 3.1.3 | Influence des contraintes résiduelles..... | 61 |
| 3.2 | Catégories de détail | 62 |
| 3.3 | Détermination de la résistance à la fatigue..... | 62 |
| 3.3.1 | Comparaison entre l'AASHTO et l'Eurocode | 64 |
| 3.4 | Application au design en fatigue des MBJS..... | 68 |
| 3.4.1 | Introduction..... | 68 |
| 3.4.2 | Revue des recherches | 69 |
| 3.4.3 | Facteurs de performances à la fatigue..... | 71 |
| 3.4.4 | Spectre de chargement et nombre de cycles | 72 |
| 3.4.5 | La réponse dynamique du joint..... | 75 |
| 3.4.6 | Les méthodes de design | 79 |
| 3.4.7 | Règle de Miner..... | 82 |
| CHAPITRE 4 LES TESTS SUR LES JOINTS..... | | 84 |
| 4.1 | Présentation | 84 |
| 4.2 | Tests des composants en élastomère | 85 |
| 4.2.1 | Test de vibration du mouvement d'ouverture (Opening Movement Vibration test)..... | 85 |
| 4.2.2 | Test du décollement du scellement (Seal Push Out test)..... | 86 |
| 4.3 | Test des composants métalliques (rapport NCHRP 402) | 88 |
| 4.4 | Conclusions..... | 88 |
| CHAPITRE 5 PRESENTATION DES ESSAIS Z-TECH..... | | 90 |
| 5.1 | Introduction..... | 90 |
| 5.1.1 | Définition du problème et contexte..... | 90 |

| | | |
|---|--|------------|
| 5.1.2 | Les objectifs | 91 |
| 5.1.3 | Disposition de la recherche | 91 |
| CHAPITRE 6 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL | | 93 |
| 6.1 | Description du spécimen et instrumentation | 93 |
| 6.1.1 | Spécimen | 93 |
| 6.2 | Programme de test et procédure | 99 |
| 6.2.1 | Programme..... | 99 |
| 6.2.2 | Le chargement | 102 |
| 6.2.3 | Tests de Calibration statique..... | 103 |
| 6.3 | Critère de rupture et calcul des intervalles de contrainte..... | 103 |
| 6.3.1 | Définition de rupture..... | 103 |
| CHAPITRE 7 MODÈLES ET ANALYSE DES SPÉCIMENS..... | | 105 |
| 7.1 | Objectifs | 105 |
| 7.2 | Présentation des modèles structuraux et du chargement..... | 105 |
| 7.3 | Courbes de fatigue selon AASHTO LRFD..... | 113 |
| 7.4 | Évaluation de l'intervalle de contrainte aux connexions soudées..... | 113 |
| 7.4.1 | Fissure de Type A | 114 |
| 7.4.2 | Fissure de type B | 118 |
| 7.4.3 | Fissure de Type C..... | 120 |
| 7.4.4 | Évaluation du nombre de cycles | 122 |
| 7.5 | Déformations calculées aux emplacements des jauges | 124 |
| CHAPITRE 8 RÉSULTATS ET OBSERVATIONS | | 126 |
| 8.1 | Résumé des résultats | 126 |
| 8.1.1 | Tests de répétabilité et de calibration | 126 |
| 8.1.2 | Résultats des tests de fatigue..... | 126 |
| 8.1.3 | Comparaison avec les Catégories C et C' de l'AASHTO | 127 |
| 8.2 | Résultats détaillés du test du spécimen MJ-1 | 130 |
| 8.2.1 | Vérification de la répétabilité..... | 130 |
| 8.2.2 | Tests de calibration..... | 130 |
| 8.2.3 | Résultats du test en fatigue | 134 |
| 8.2.4 | Comparaison avec les catégories C et C' de l'AASHTO | 137 |
| 8.3 | Résultats détaillés des tests du spécimen MJ2..... | 140 |
| 8.3.1 | Vérification de la répétabilité..... | 140 |
| 8.3.2 | Tests de calibration..... | 140 |
| 8.3.3 | Résultats du test en fatigue | 143 |
| 8.3.4 | Comparaison avec les catégories C et C' de l'AASHTO | 147 |

| | | |
|--------------------------------------|--|-----|
| 8.4 | Résultats détaillés des tests du spécimen MJ-3..... | 149 |
| 8.4.1 | Vérification de répétabilité | 149 |
| 8.4.2 | Tests de calibration..... | 149 |
| 8.4.3 | Tests en fatigue | 152 |
| 8.4.4 | Comparaison avec les catégories C et C' de l'AASHTO..... | 157 |
| CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS | | 160 |
| BIBLIOGRAPHIE | | 162 |

LISTE DES TABLEAUX

| | Page |
|---------------|---|
| Tableau I | Joint classés par leur capacité de mouvement..... 5 |
| Tableau II | Facteurs de performances des MBJS 41 |
| Tableau III | Constante A de la catégorie du détail..... 66 |
| Tableau IV | Programme expérimental..... 102 |
| Tableau V | Propriétés des sections des membrures..... 107 |
| Tableau VI | Propriétés des matériaux des membrures 107 |
| Tableau VII | Longueur des membrures pour le modèle 3-D 108 |
| Tableau VIII | Propriétés des sections et résultats des analyses utilisés pour le calcul des intervalles de contrainte pour les fissurations de type A, B et C 116 |
| Tableau IX | Intervalles de contrainte dans les connexions intérieures et extérieures 122 |
| Tableau X | Charges appliquées et amplitudes de charge par vérin..... 124 |
| Tableau XI | Résultats des tests pour les trois spécimens 127 |
| Tableau XII | Déformations expérimentales pour les trois tests de calibration statique pour MJ-1 132 |
| Tableau XIII | Comparaison des résultats du test de calibration avec les valeurs théoriques pour MJ-1 133 |
| Tableau XIV | Différentes étapes de chargement durant le test de MJ-1 136 |
| Tableau XV | Résumé des résultats du test pour MJ-1 137 |
| Tableau XVI | Différentes étapes de chargement durant le test de MJ-1 138 |
| Tableau XVII | Déformations expérimentales pour les trois tests de calibration statique pour le spécimen MJ-2 141 |
| Tableau XVIII | Comparaison des résultats du test de calibration avec les valeurs théoriques pour le spécimen MJ-2 142 |
| Tableau XIX | Différentes étapes de chargement lors du test de MJ-2 146 |
| Tableau XX | Résumé des résultats des tests pour MJ-2 146 |
| Tableau XXI | Différentes étapes de chargement lors du test de MJ-2 147 |

| | | |
|---------------|--|-----|
| Tableau XXII | Déformations expérimentales pour les trois tests de calibration statique pour MJ-3 | 150 |
| Tableau XXIII | Comparaison des résultats du test de calibration avec les valeurs théoriques pour MJ-3 | 151 |
| Tableau XXIV | Différentes étapes de chargement lors du test de MJ-3..... | 156 |
| Tableau XXV | Résumé des résultats des tests pour MJ-3 | 157 |
| Tableau XXVI | Différentes étapes de chargement lors du test de MJ-3..... | 158 |

LISTE DES FIGURES

| | Page |
|-----------|---|
| Figure 1 | Détériorations causées par les produits de déglacage 6 |
| Figure 2 | Joint formé 7 |
| Figure 3 | Joint à dents 8 |
| Figure 4 | Accumulation de débris entre les dents d'un joint à dentss 9 |
| Figure 5 | Corrosion sous un tablier de pont au niveau d'un système de joint à dents 10 |
| Figure 6 | Joint avec produit d'étanchéité coulé..... 12 |
| Figure 7 | Évolution des joints à scellement coulé 13 |
| Figure 8 | Joint de scellement coulé..... 14 |
| Figure 9 | Joint compressible non armé montré non comprimé 16 |
| Figure 10 | Joint compressible armé montré non comprimé..... 16 |
| Figure 11 | Joint de compression..... 18 |
| Figure 12 | Joint asphaltique..... 19 |
| Figure 13 | Joint à plaque coulissante sans scellement..... 21 |
| Figure 14 | Joint à plaque coulissante avec scellement..... 21 |
| Figure 15 | Garniture en élastomère préfabriqué..... 24 |
| Figure 16 | Joint modulaire 27 |
| Figure 17 | Joint modulaire à multiples barres de support 28 |
| Figure 18 | Configuration du joint lors de l'ouverture et de la fermeture maximum..... 29 |
| Figure 19 | Exemple de composants d'un joint modulaire à multiples barres de support..... 29 |
| Figure 20 | Joint modulaire à simple barre de support..... 30 |
| Figure 21 | Composantes d'un joint modulaire à six cellules, système à une seule barre de support 31 |
| Figure 22 | MBJS et problèmes d'interaction avec la superstructure..... 44 |
| Figure 23 | MBJS avec relevé..... 46 |
| Figure 24 | MBJS sans relevé et avec un bassin pour débris 46 |
| Figure 25 | Détail d'un assemblage de type « <i>fish-plate</i> » 50 |

| | | |
|-----------|--|-----|
| Figure 26 | Assemblage par plats boulonnés..... | 51 |
| Figure 27 | Plats coulissants en acier inoxydable | 52 |
| Figure 28 | Assemblage soudé typique à une barre de support | 53 |
| Figure 29 | Garnitures en élastomère utilisées dans les MBJS | 56 |
| Figure 30 | Ressort de contrôle détérioré..... | 57 |
| Figure 31 | Comparaison du comportement en fatigue d'un matériau soudé et non soudé | 61 |
| Figure 32 | Courbe S-N typique | 63 |
| Figure 33 | Courbes S-N de l' <i>AASHTO LRFD (1998) Bridge Design Code</i> | 66 |
| Figure 34 | Courbes S-N selon l'Eurocode..... | 67 |
| Figure 35 | Camion fatigue de type HS 15..... | 74 |
| Figure 36 | Réponse dynamique des moments au passage d'un camion à deux essieux sur un MBJS | 76 |
| Figure 37 | Réponse dynamique des moments au freinage d'un camion à deux essieux sur un MBJS | 77 |
| Figure 38 | Test OMV..... | 86 |
| Figure 39 | Représentation d'un test SPO | 87 |
| Figure 40 | Détails du spécimen | 94 |
| Figure 41 | Détails du spécimen et des connexions..... | 95 |
| Figure 42 | Vue d'un spécimen instrumenté..... | 96 |
| Figure 43 | Emplacement des jauges au-dessus de la poutre centrale | 97 |
| Figure 44 | Emplacement des jauges en dessous des barres de support | 98 |
| Figure 45 | Vue des jauges fixées sur le dessus de la poutre centrale..... | 99 |
| Figure 46 | Vue générale du spécimen chargé par les vérins..... | 100 |
| Figure 47 | Inclinaison du spécimen..... | 101 |
| Figure 48 | Support du spécimen..... | 101 |
| Figure 49 | Types de fissure A, B et C et leur critère de rupture..... | 104 |
| Figure 50 | Modèle structural 1-D du spécimen à la phase initiale | 106 |
| Figure 51 | Modèle structural 3-D du spécimen à la phase initiale | 106 |
| Figure 52 | Composantes du chargement générique..... | 108 |
| Figure 53 | Chargement générique appliqué au modèle 3-D du joint | 109 |
| Figure 54 | Modèle structural pendant la phase initiale du test..... | 110 |

| | | |
|-----------|---|-----|
| Figure 55 | Modèle structural pour MJ-1 après la rupture de la connexion C-2..... | 110 |
| Figure 56 | Modèle structural pour MJ-2 et MJ-3 après la rupture de la connexion C-3 et l'installation d'un support rigide à cette connexion..... | 111 |
| Figure 57 | Modèle structural pour MJ-2 et MJ-3 après l'installation de supports rigides aux connexions défailantes C-2 et C-3..... | 111 |
| Figure 58 | $M_V(M_x)$ et $M_H(M_y)$ de la poutre centrale par les analyses 3-D | 112 |
| Figure 59 | $R_H(V_x)$ et $R_V(V_y)$ de la poutre centrale par les analyses 3-D | 112 |
| Figure 60 | Contraintes et forces associées à la fissure de type A | 115 |
| Figure 61 | Contraintes et forces associées à la fissure de type B | 118 |
| Figure 62 | Forces appliquées et diagramme du moment fléchissant de la barre de support..... | 119 |
| Figure 63 | Contraintes et forces associées à la fissure de type C | 121 |
| Figure 64 | Comparaison des résultats avec les courbes S-N de l' <i>AASHTO Bridge Specifications</i> pour les trois spécimens | 129 |
| Figure 65 | Première fissure à la connexion C-2 à 1 500 000 cycles..... | 134 |
| Figure 66 | Fissure de type A à la connexion C-2 à 1 950 000 cycles | 135 |
| Figure 67 | Fissure de type B à la connexion C-4 à 3 600 000 cycles | 136 |
| Figure 68 | Comparaison des résultats avec les courbes S-N de l' <i>AASHTO Bridge Specifications</i> pour MJ-1..... | 139 |
| Figure 69 | Fissure de type B à la connexion C-3..... | 143 |
| Figure 70 | Fissure de type B à la connexion C-3 à 1 660 000 cycles | 144 |
| Figure 71 | Support rigide à la connexion C-3..... | 145 |
| Figure 72 | Fissure de type C à la connexion C-1 à 3 131 000 cycles..... | 145 |
| Figure 73 | Comparaison des résultats avec les courbes S-N de l' <i>AASHTO Bridge Specifications</i> pour MJ-2..... | 148 |
| Figure 74 | Première fissure à la connexion C-3 à 530 000 cycles..... | 152 |
| Figure 75 | Fissure de type B à la connexion C-3 à 568 000 cycles | 153 |
| Figure 76 | Fissure à la connexion C-2 à 747 000 cycles | 154 |
| Figure 77 | Fissure de type B à la connexion C-2 à 838 000 cycles | 154 |
| Figure 78 | Fissure de type B à la connexion C-1 à 1 007 000 cycles | 155 |
| Figure 79 | Fissure de type B à la connexion C-1 à 1 120 000 cycles | 156 |

| | | |
|-----------|---|-----|
| Figure 80 | Comparaison des résultats avec les courbes S-N de l' <i>AASHTO Bridge Specifications</i> pour MJ-3..... | 159 |
|-----------|---|-----|

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES

| | |
|-----------------|---|
| MJ-1 | Spécimen 1 |
| MJ-2 | Spécimen 2 |
| MJ-3 | Spécimen 3 |
| C-1 | Connexion 1 |
| C-2 | Connexion 2 |
| C-3 | Connexion 3 |
| C-4 | Connexion 4 |
| MBJS | <i>Modular Bridge Joint System</i> (Système de joint modulaire pour pont) |
| MBEJ | <i>Modular Bridge Expansion Joint</i> (Joint modulaire d'expansion pour pont) |
| CAFL | <i>Constant Amplitude Fatigue Limit</i> (Seuil de fatigue) |
| CB | <i>Central Beam</i> (poutre centrale) |
| SB | <i>Support Bar</i> (barre de support) |
| AMP | Aphalte modifié par polymère |
| DJMA | Débit journalier moyen annuel |
| N | Nombre de cycles de fatigue |
| S | Intervalle de contrainte (<i>Stress Range</i>), N/mm ² |
| ΔF_n | Résistance nominale à la fatigue, MPa |
| A | Constante de la catégorie, MPa ³ |
| ΔF_{TH} | Contrainte du seuil de fatigue à amplitude constante |
| SPO | Seal Push Out |
| OMV | Opening Movement Vibration |
| ΔP_v | Intervalle de charge verticale |
| I_x | Moment d'inertie dans la direction x, 10 ⁶ mm ⁴ |
| I_y | Moment d'inertie dans la direction y, 10 ⁶ mm ⁴ |
| S_x | Module de section dans la direction x, mm ³ |
| S_y | Module de section dans la direction y, mm ³ |
| E | Module d'élasticité, GPa |
| G | Module de cisaillement, MPa |
| μ | Coefficient de Poisson |

| | |
|------------|--|
| F_y | Résistance à l'écoulement, MPa |
| F_u | Contrainte ultime, MPa |
| H | Composante horizontale de la force du vérin |
| Δf | Intervalle de contrainte nominale au niveau de la soudure, MPa |
| S_{RB} | Intervalle de contrainte due au moment horizontal dans la poutre centrale ou dans la barre de support, MPa |
| S_{RZ} | Intervalle de contrainte verticale dans la connexion soudée, MPa |
| RV | Réaction verticale dans la connexion, kN |
| RH | Réaction horizontale dans la connexion, kN |
| MV | Moment vertical dans la poutre centrale dû à la force verticale, kN.m |
| MH | Moment horizontal dans la poutre centrale dû à la force horizontale, kN.m |
| SX_{cb} | Module de section de la poutre centrale, mm ³ |
| SY_{cb} | Module de section de la poutre centrale, mm ³ |
| A_{wtop} | Surface de soudure au-dessus de la connexion, mm ² |
| S_{wtop} | Module de section de la soudure au-dessus de la connexion, mm ³ |
| A_{Wmid} | Surface de soudure au milieu de la connexion, mm ² |
| S_{Wmid} | Module de section de la soudure au milieu de la connexion, mm ³ |
| A_{Wbot} | Surface de soudure au bas de la connexion, mm ² |
| S_{Wbot} | Module de section de la soudure au bas de la connexion, mm ³ |
| S_{Xsb} | Module de section de la barre de support, mm ³ |
| S_{Ysb} | Module de section de la barre de support, mm ³ |
| d_{sb} | Hauteur de la barre de support, mm |
| d_{cb} | Hauteur de la poutre centrale, mm |
| L_{sb} | Longueur totale d'une portée de barre de support, m |
| L_w | Longueur de la soudure, m |

INTRODUCTION

Fonction d'un joint

Un pont est continuellement en mouvement. Ces mouvements de dilatation ou de contraction sont la conséquence des changements de température, du taux d'humidité, du retrait du béton, des forces engendrées par le passage de véhicules sur la structure, etc. Des mouvements à long terme se produisent aussi, causés par le tassement du sol. Les joints d'expansion de pont sont alors nécessaires pour reprendre ces mouvements afin d'éviter la formation de contrainte et de déformation dans la structure du tablier. Les joints de dilatations sont ainsi installés dans les tabliers ou les culées de ponts afin de reprendre le mouvement relatif entre les différents segments de la superstructure, et le mouvement entre superstructures et culées.

Problématique

La philosophie de conception actuellement empruntée par les autorités responsables des ponts est de minimiser le nombre de joints de faible capacité de mouvement dans une structure pour les remplacer par des joints à multiples cellules ou joint modulaire d'expansion pour pont (*Modular Bridge Expansion Joints* (MBEJ)). Ainsi, la diminution du nombre de joints dans un pont permet des économies substantielles au niveau des coûts d'entretien. Cependant, compte tenu du prix élevé des MBEJ, leur viabilité sur le long terme doit être garantie. De plus, la performance des joints d'expansion constitue une préoccupation importante des propriétaires de ponts compte tenu du fait que le coût initial d'un joint d'expansion est souvent insignifiant comparé au coût d'entretien et au coût engendré par une mauvaise performance.

De nombreuses études portant sur la durabilité de ces systèmes ainsi que sur leur comportement à la fatigue ont donc été menées ces dernières années. Ainsi, il existe aujourd'hui des spécifications et des recommandations établies par le NCHRP (Rapport 402 et 467) pour la durabilité des joints modulaires. Ces spécifications insistent sur leur résistance à la fatigue notamment en recommandant de les tester à la fatigue. Parmi

les facteurs de performance d'un joint modulaire, figure la résistance à la fatigue des connexions soudées poutre centrale / barre de support. Ces connexions sont les détails critiques au niveau de la durabilité. En effet, les systèmes de joints modulaires sont soumis à des millions de cycles de contrainte dus aux charges du trafic routier.

Objectifs

Ce rapport a pour but l'évaluation de la résistance à la fatigue des connexions soudées du joint modulaire d'expansion à barres de support multiples fabriqué par les Industries Z-Tech Inc. Ce projet suit les recommandations et les procédures d'essai fournies par le rapport 402 du NCHRP : *"Fatigue Design of Modular Bridge Expansion Joint"*, (Dexter et al., 1997).

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer la résistance à la fatigue des détails critiques du joint modulaire d'expansion à barres de support multiples avec connexions soudées, fabriqués par les Industries Z-Tech Inc.

Les objectifs spécifiques sont les suivants :

- Valider des modèles structuraux 1-D et 3-D pour l'analyse des joints modulaires en comparant les déformations et les contraintes expérimentales à diverses locations de la structure avec celles prédites par les modèles théoriques.
- Évaluer les performances à la fatigue du joint modulaire en testant des spécimens de joints modulaires à multiples barres de support en traçant une courbe de fatigue expérimentale de au moins 10 points pour les détails soudés de connexion afin de vérifier si les détails sont de catégorie C de l'AASHTO LRFD 1998 Bridge Design Code.

Structure du mémoire

Le mémoire comprend huit chapitres. Le chapitre 1 trace une revue de littérature sur les types de joint existant sur le marché. Le fonctionnement, l'évolution, les problèmes des joints ainsi que leur durabilité y sont analysés. Le chapitre 2 fait le point sur les facteurs

de performance des joints modulaires. Le chapitre 3 décrit le phénomène de fatigue en général puis son application aux joints modulaires. Le chapitre 4 vise à décrire les trois tests caractérisant les performances de joints modulaires. Le chapitre 5 fait une présentation des essais de fatigue effectués à l'ETS pour les industries Z-Tech. Le chapitre 6 couvre le programme expérimental. La description des spécimens, les détails des tests, incluant les cas de chargement et les conditions, de même que les tests de calibration et la procédure des essais sont ainsi décrits dans ce chapitre. Les modèles structuraux et les résultats des prédictions théoriques et analytiques sont présentés dans le chapitre 7. Les résultats expérimentaux sont décrits dans le chapitre 8. Enfin, des conclusions et des recommandations sont données.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre vise à décrire sommairement les différents types de joints d'expansion que l'on peut rencontrer sur les structures existantes. Le but de ce chapitre est donc de faire le point sur l'évolution, les performances et les problèmes de durabilité des joints étudiés.

Il existe au moins une trentaine de types de système de joint utilisable. Cela va du simple joint formé, peu cher mais d'utilisation réduite, au système plus complexe mais aussi plus cher dans le cas de configurations composées de véritable structure métallique et de matériaux en élastomère comme les joints modulaires. Chaque système a donc ses propres avantages et ses inconvénients.

Ainsi, les joints ouverts laissent pénétrer l'eau dans le tablier entraînant par la suite des problèmes variés comme la corrosion de la superstructure du pont et des éléments proches du joint ou l'éclatement du béton. Quant aux systèmes étanches plus complexes qui assurent la protection de la structure de l'écoulement de l'eau et des débris provenant de la surface du tablier, une durabilité adaptée à celle du pont est requise vu le prix de leur remplacement.

Les joints peuvent aussi être classés suivant leur capacité de mouvement. Les joints à petite capacité de mouvement peuvent reprendre des mouvements jusqu'à 45 mm. Les systèmes à moyenne capacité reprennent des mouvements entre 45 mm et 130 mm, alors qu'un joint à grande capacité signifie une reprise totale supérieure à 130 mm.

Tableau I
Joints classés par leur capacité de mouvement

| Nom du joint | Type | Capacité de mouvement |
|----------------------------------|--------|-----------------------|
| Joints formés | Ouvert | Petite |
| Joints à dents | Ouvert | Moyenne ou grande |
| Joint avec scellement coulé | Fermé | Petite |
| Joint de compression | Fermé | Petite |
| Joint asphaltique | Fermé | Petite |
| Joint à plaque coulissante | Fermé | Petite |
| Joint à scellement en élastomère | Fermé | Moyenne |
| Joint modulaire | Fermé | Grande |

1.1 Les joints ouverts (open joints)

Les joints ouverts laissent la possibilité à l'eau de pénétrer le tablier du pont et d'attaquer ainsi les composants vulnérables du pont sous le tablier comme les poutres métalliques ou les appuis. Les joints sont donc considérés comme efficaces si l'eau et les débris sont entraînés par drainage loin de la structure. La question du drainage est donc d'une importance capitale, particulièrement dans les régions nordiques où l'utilisation de sels et de produits de déglacage est pratique courante pendant l'hiver. D'une part, l'eau provenant du tablier est très corrosive et s'attaque essentiellement aux composantes métalliques, causant une dégradation rapide de leur résistance. Par conséquent, la corrosion des armatures peut conduire à l'éclatement du béton (voir figure 1). D'autre part, l'accumulation des débris autour des appuis est susceptible de causer une altération importante de leur comportement tel que l'augmentation du coefficient de frottement et l'abrasion de l'interface de mouvement ce qui engendre des forces plus élevées dans certains éléments structuraux du pont et peut entraîner leur endommagement. En somme, la non étanchéité du joint conduit à un abaissement du niveau de sécurité et de performance de tout l'ouvrage réduisant ainsi sa durée de vie avec tout ce que cela comporte comme conséquences économiques.

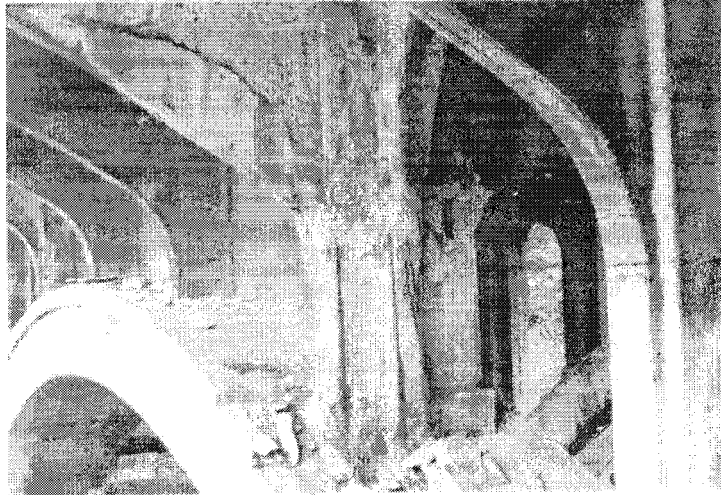


Figure 1 Détériorations causées par les produits de déglacage
(Source : Burke, 1989)

Les fonctions primaires d'un joint ouvert sont les suivantes :

- Permettre des mouvements cycliques et de longue durée
- Supporter le trafic
- Maintenir le confort et la sécurité des usagers de la route
- Évacuer l'eau et les débris
- Permettre un entretien facile

Les différents types de joint assurant ces fonctions sont les suivants :

- Les joints formés
- Les joints à dents

1.1.1 Joint formé (formed joint)

Les joints formés sont simplement des ouvertures dans le tablier, avec des cornières aux angles.

La simplicité de ce type de joint ne lui procure pas de bonnes performances mais lui permet d'en faire le système de joint le moins cher du marché. Les joints formés permettent le passage de l'eau et des débris, mais ils ne doivent pas en subir les effets associés. Ils sont utilisables pour des ponts situés dans des zones géographiques à faibles précipitations et aux températures au dessus de 2°C. Dans le cas où des produits de déglacages sont utilisés, ce type de joint ouvert doit être placé à des endroits où l'eau et les débris sont drainés ailleurs que sur la structure.

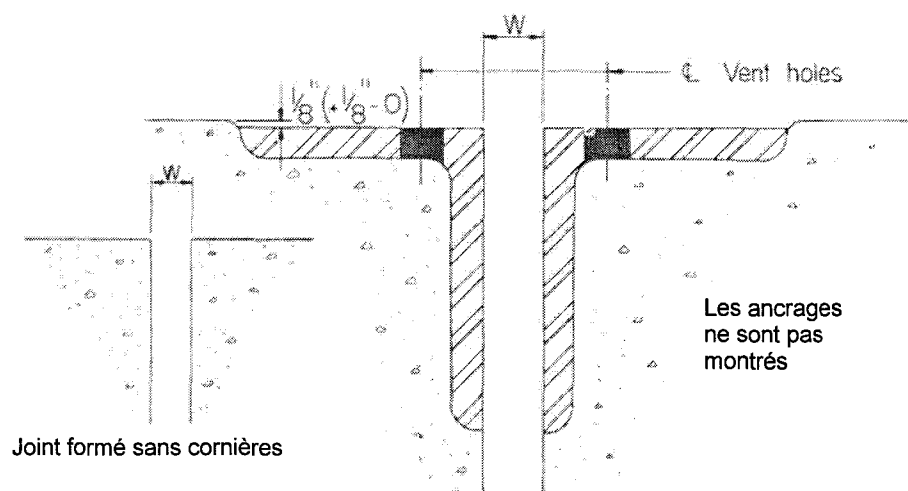


Figure 2 Joint formé
(Source : Burke, 1989)

1.1.2 Joint à dents (finger-plate joint)

Les joints à dents consistent en des plaques d'acier dont les doigts s'interpénètrent lors du fonctionnement du joint.

Historiquement, les joints à doigts ont donc été installés sur la plupart des structures qui nécessitait une capacité de mouvement supérieure à 150 mm.

Ces joints sont efficaces et structurellement sûrs, cependant le passage de débris et d'eau à travers le tablier ainsi que leur déversement sur la structure peut poser des

problèmes. Ce drainage défectueux contribue alors à la détérioration des composantes de la structure du pont, change le comportement du système et est responsable de fissurations par fatigue et même de rupture de la structure (Burke et al., 1989). Ces joints possèdent des goulottes (dalots) pour recueillir l'eau et les débris qui ont traversé le joint afin de les conduire loin de la structure. Cependant, le manque de maintenance et l'accumulation de débris peut obstruer le système de drainage et les mêmes problèmes décrits plus tôt apparaissent alors (Bush et al., 1986).

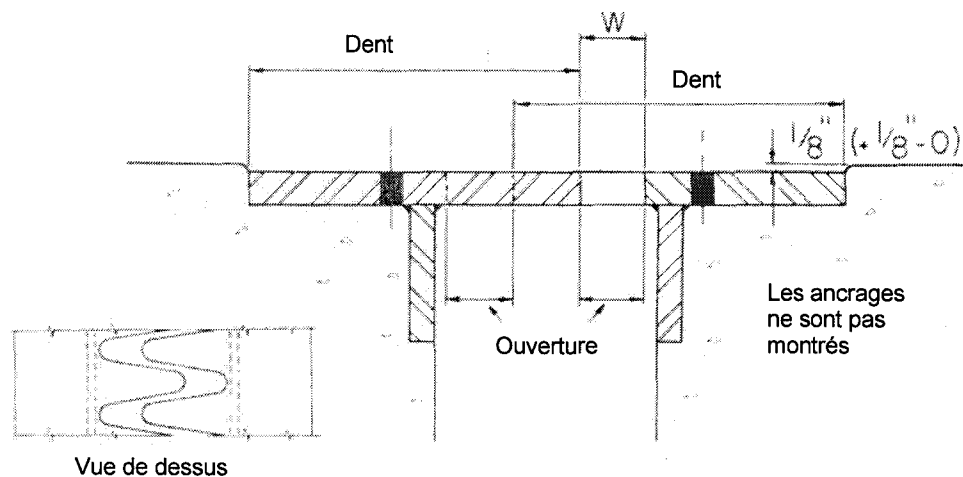


Figure 3 Joint à dents
(Source : Burke, 1989)

Plusieurs études ont été conduites pour aboutir à des recommandations et des suggestions pour ce type de joints. C'est le cas de l'avis technique émis par le *Federal Highway Administration* (FHWA, 1980) qui commente et fait des suggestions sur ce type de joint à la suite d'une étude sur 825 joints à travers 40 états américains. Ce rapport souligne le mauvais comportement à la fatigue des détails soudés et demande des spécifications de design au niveau de la résistance des ancrages.



Figure 4 Accumulation de débris entre les dents d'un joint à dents
(Source : Dexter et al., 2002)

Ce type de joint associé à un système de drainage possède un bon comportement (Hamilton, 1985). Cependant, un nettoyage annuel pour enlever les débris est nécessaire. De plus, le design doit prendre en compte une possible accumulation de glace dans la goulotte qui pourrait gêner les mouvements d'expansion. Hamilton recommande d'éviter l'utilisation de ce type de joint sans goulotte car les produits de déglacage, et les débris se déversent sur la structure, pouvant alors causer la détérioration du béton et la corrosion de l'acier structural.

Les dents en porte en faux peuvent se tordre ou se casser sous le poids continu d'un trafic de camions lourds (Dahir et Mellott, 1985) à moins qu'ils ne soient suffisamment résistants en tension, bien alignés et ancrés correctement lors de la construction. Durant la construction et la maintenance, un soin particulier doit être apporté à l'ancrage du système des plaques à dents ainsi qu'au niveau de leur surface supérieure par rapport à la surface de roulement.

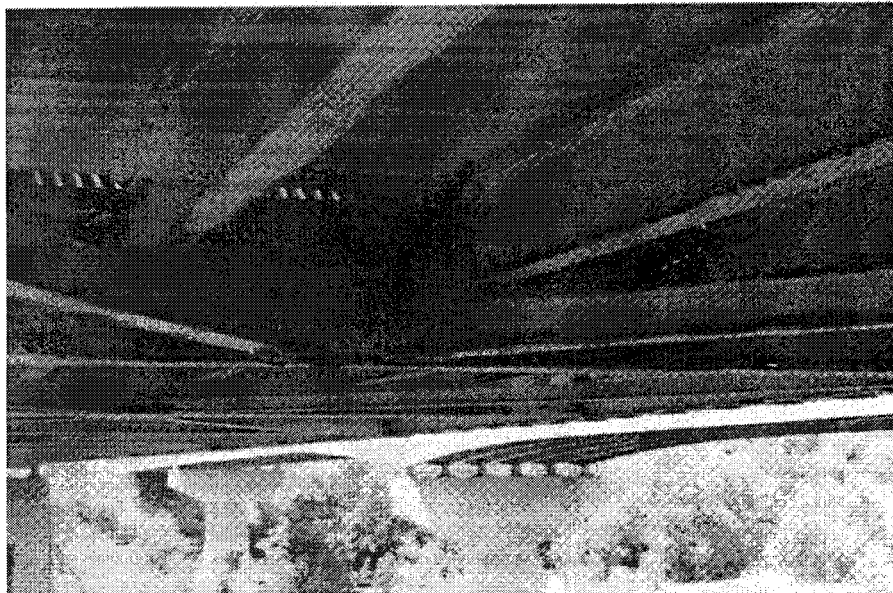


Figure 5 Corrosion sous un tablier de pont au niveau d'un système de joint à dents
(Source : Dexter et al., 1997)

1.2 Les joints fermés (closed joints)

Les joints fermés sont conçus pour empêcher l'eau et les débris de les traverser. Parmi les joints fermés, il existe les joints à scellement coulé, les joints à scellement compressible, les joints cellulaires, les plaques coulissantes, les jointures en élastomère préfabriqué, et les joints modulaires à élastomère.

Les fonctions primaires d'un joint fermé sont les suivantes :

- Permettre des mouvements cycliques et de longue durée
- Supporter le trafic
- Maintenir le confort et la sécurité des usagers de la route
- Ne laisser passer ni l'eau, ni les débris (étanchéité)
- Permettre un entretien facile

Si ces types de joint respectent ces fonctions primaires, il reste pour chacun certains défauts. Il faut donc choisir le type de joint le plus approprié pour les mouvements

prévus, et concevoir le joint pour obtenir la meilleure efficacité possible pour un coût propre et un coût de cycle de vie raisonnable.

1.2.1 Joint avec scellement coulé (poured joint seal)

Les matériaux d'étanchéité coulés à froid pour fournir un scellement de joint étanche (voir figure 6) ont été utilisés aussi bien dans des nouvelles constructions que dans des projets de réhabilitation.

Les propriétés et les procédures d'application varient suivant les produits. Ainsi, le silicone possède une bonne performance élastique sur une grande échelle de température et résiste bien aux dégradations dues à l'ozone et aux ultraviolets. Dans le cas de réhabilitation, un produit à prise rapide est idéal. Les autres qualités d'un produit sont ses capacités à se niveler et à se fixer tout seul. La plupart des produits d'étanchéité peuvent se placer contre du béton ou de l'acier. Au niveau de l'application, le substrat (béton ou acier) doit être correctement nettoyé. Enfin, décoller un scellement de son substrat compromet l'étanchéité du joint.

Les derniers produits ont démontré de bonnes performances à court terme et ont été utilisés dans le cadre de réhabilitation de ponts. Cependant, leur durabilité à long terme déterminera l'extension de leur application.

Les manufacturiers recommandent un retrait minimum entre le haut de la surface de roulement et le haut du scellement afin d'empêcher le décollement du scellement sous le trafic.

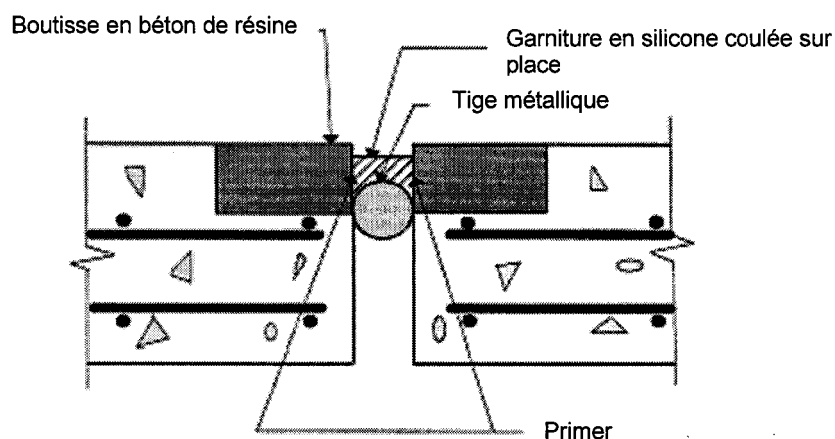


Figure 6 Joint avec produit d'étanchéité coulé
(Source : Adaptation de Dornsife, 2000)

Les scellements coulés supportent le trafic, repoussent l'eau et les débris, ont une durée de service adaptée et sont bon marché. Cependant, leur capacité de mouvement est faible, ainsi, leur usage est restreint aux structures relativement immobiles et aux superstructures dont la possibilité de mouvement est faible.

Ce type de joint a évolué pour devenir plus performant. La figure 7 montre les changements faits au cours du développement de ce type de joint. Initialement, seul un matériau de remplissage et un scellement asphaltique étaient utilisés (figure 7a). Ensuite, afin d'améliorer la flexibilité du scellement et aussi afin de séparer le scellement et le matériau de remplissage chimiquement incompatibles, une couche de produit de démoulage a été introduite entre ces deux éléments (figure 7b). Enfin, les bords du joint ont été renforcés pour protéger le béton de l'éclatement (figure 7c).

Ce type de joint fait face à de nombreux problèmes. Les matériaux en époxy sont en contact avec le trafic, ce qui peut causer des trous dans le scellement. L'accumulation de débris est aussi un problème pour ce type de joint, endommageant ainsi le matériau et entraînant des problèmes de fuite. Lorsque le scellement est en silicone, des trous et des fissures se forment fréquemment si le silicone n'a pas été mélangé correctement. La figure 8 montre un joint de scellement coulé avec des trous et des débris.

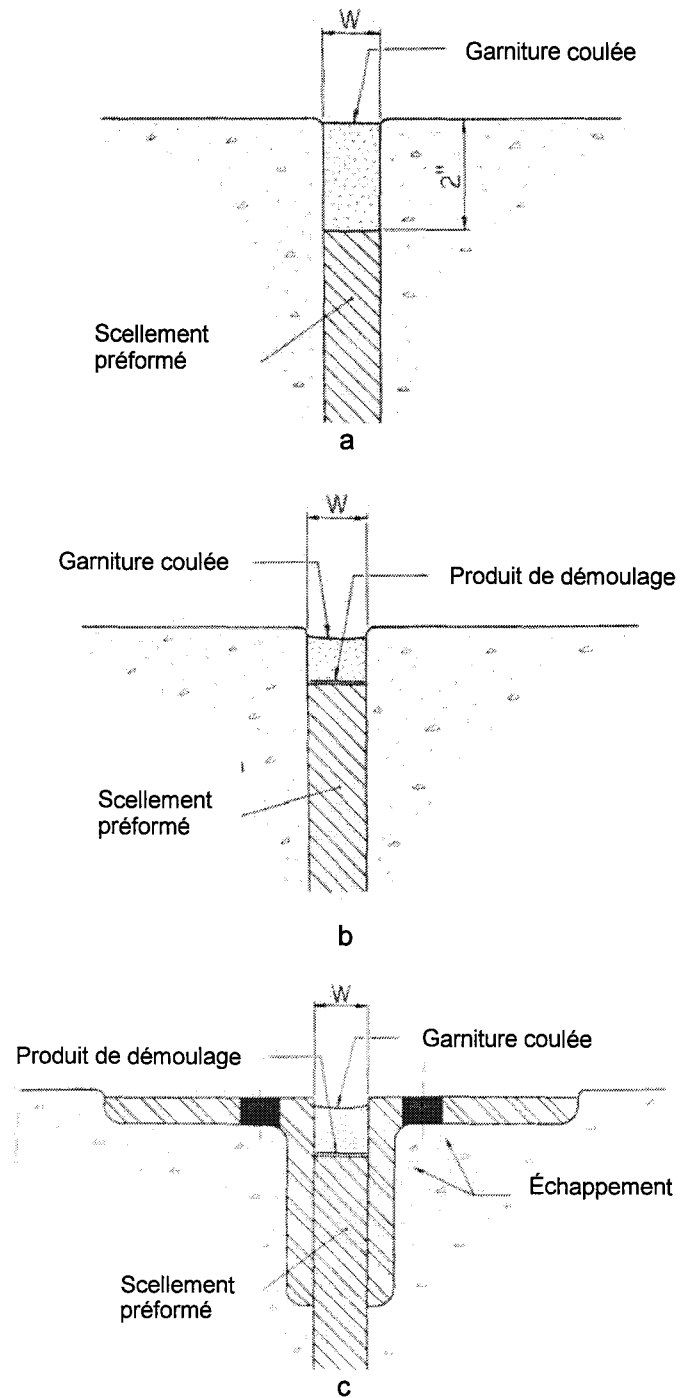


Figure 7 Évolution des joints à scellement coulé
(Source : Adaptation de Burke, 1989)

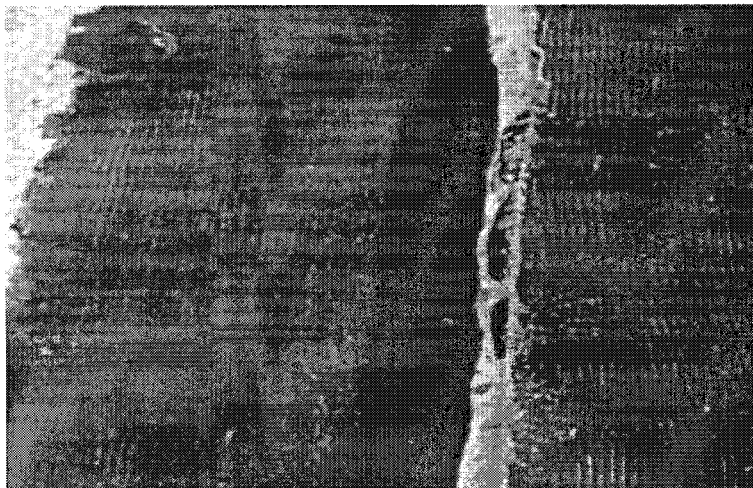


Figure 8 Joint de scellement coulé
(Source : Chang et al., 2002)

Les problèmes de ce type de joint peuvent être causés par une mauvaise installation (silicone placé trop bas ou trop haut) et des produits de collage de mauvaise qualité.

Le rapport *Evaluation of performance of bridge deck expansion joints* (Chang et al., 2002) fait les suggestions suivantes :

- Les polymères devraient être placés légèrement en dessous du haut du tablier, et le chanfrein devrait être assez grand pour empêcher l'éclatement du béton.
- L'épaisseur de silicone devrait être placée correctement et le matériau devrait être correctement mélangé.
- Des plans d'installations détaillés devraient être fournis par le fabricant ou par l'entrepreneur.

1.2.2 Joint compressible (compression seal)

Un scellement de compression consiste en un matériau élastique qui est comprimé dans une ouverture de joint enduit avec un adhésif. Le matériau le plus utilisé pour ce type de scellement est le néoprène extrudé. Le type de cellule utilisé, combiné à

l'élasticité du matériau permet au scellement de maintenir la compression et de permettre les mouvements du tablier tout en empêchant l'infiltration d'eau et de débris. Il est tenu en place par friction contre les faces verticales du joint. Le scellement doit être installé pour rester toujours dans un état de compression.

La performance des joints compressibles dépend fortement de la corrélation entre la largeur du joint tel que construit et tel que conçu. Si l'ouverture du joint est construite trop large, la force de friction sera trop faible pour empêcher le scellement de glisser en dehors du joint lorsque l'ouverture sera importante. La relaxation de l'élastomère ainsi que l'accumulation de débris au dessus du scellement contribue au phénomène de glissement.

Durant les années 60, les joints de compression en élastomère préformé ont fait leur apparition dans les petits ponts. Depuis ces premières installations, un grand nombre de joint à élastomère a été développé et amélioré afin d'arriver à un design qui serait efficace et durable. Cependant, ces designs n'étaient pas concluants. Beaucoup d'entre eux étaient faibles, d'autres nécessitaient un coût de maintenance trop élevé, et le prix de ces joints devenait trop important. Ces joints ne résistaient pas à l'hiver et ont dû être enlevés car ils devenaient dangereux pour la circulation automobile. D'autres sont restés intacts mais ne sont pas étanches (Burke, 1989).

Les figures 9 et 10 montrent la configuration généralement adoptée. Les premières applications ont été faites en utilisant des joints en béton formés (voir figure 9), mais leur manque d'uniformité a conduit à faire des spécifications afin de rendre les joints droits et les côtés parallèles. Les joints sont maintenant renforcés par de l'acier ancré dans le tablier (voir figure 10) qui protège le joint de la formation de fissures et de l'éclatement du béton. Ces problèmes sont fréquents pour les ponts soumis à un trafic important, ainsi qu'aux chasse-neige.

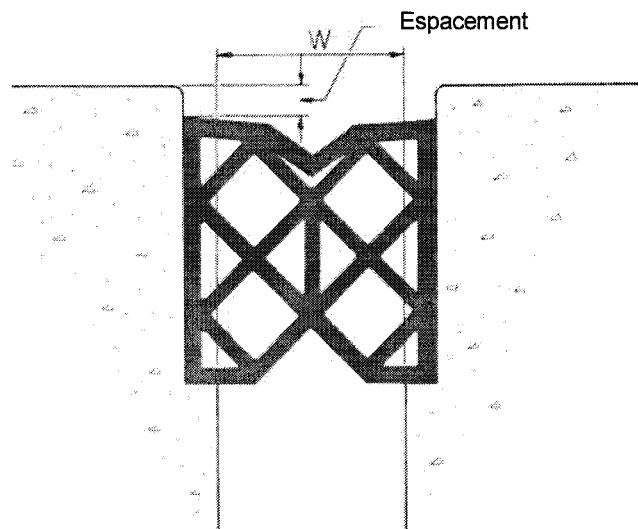


Figure 9 Joint compressible non armé montré non comprimé
(Source: Adaptation de Burke, 1989)

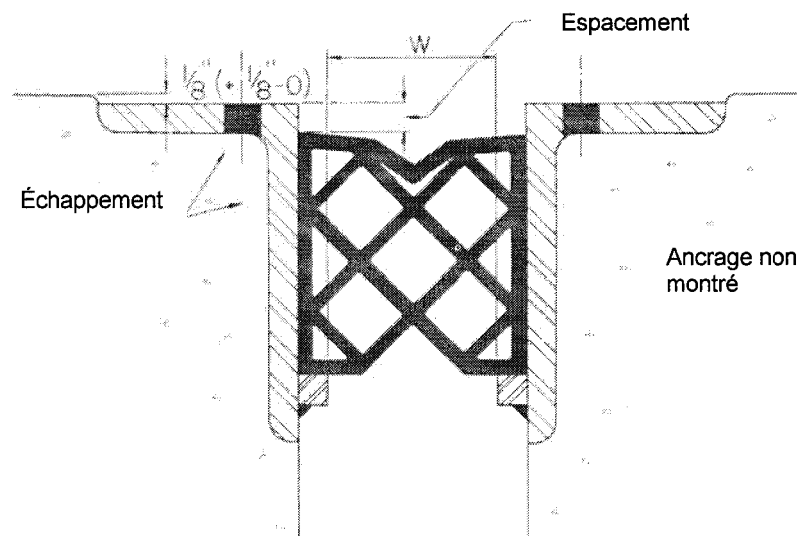


Figure 10 Joint compressible armé montré non comprimé
(Source : Adaptation de Burke, 1989)

Les scellements en compression se sont révélés être appropriés pour certains départements d'état (Ministères) de transport, cependant, d'autres départements ont abandonné leur utilisation. Des rapports de recherche donnent des conclusions variées sur ce type de joint.

Le rapport de Swanson (1983) au Colorado sur le comportement de 72 joints insiste sur le fait que le facteur déterminant sur la performance d'un tel joint est la qualité de l'installation.

Le rapport de Weishahn (1984) arrive aux mêmes conclusions après l'étude des joints de 49 ponts au Nebraska. De plus, il remarque que ce type de joint est très efficace quand son utilisation respecte ses limitations, particulièrement quant à l'installation du scellement. Un scellement placé trop haut dans le joint sera abîmé par le trafic ou les chasse-neige. S'il est placé trop bas, les débris s'accumuleront et le trafic provoquera le glissement du scellement.

Dans une étude sur l'évaluation de joints de tablier (Benson, 1986), pendant laquelle 172 joints âgés de cinq à six ans ont été examinés dans l'État de l'Arkansas, on rapporte qu'une grande accumulation de débris s'est produite sur ce type de joint. De plus, les scellements ont eu des problèmes d'adhésifs et aucun adhésif acceptable n'a été développé à date pour lier le scellement et l'acier.

L'éclatement du béton et le desserrement du scellement sont les problèmes les plus graves pour ce type de joint (Chang et al., 2002). La perte de béton mène au desserrement du joint et à des problèmes d'étanchéité, et a pour conséquence la détérioration par le sel et l'éclatement de la section de tablier au niveau du joint, des appuis et de la structure du pont. La figure 11 montre un problème d'éclatement du béton sur la rive d'un joint de compression. Les problèmes de débris peuvent aussi se produire en durcissant le scellement qui ne peut retrouver son épaisseur d'origine après une certaine période. Ces problèmes sont dus généralement au trafic, à l'ouverture incorrecte du joint, et à la défaillance des adhésifs.



Figure 11 Joint de compression
(Source : Chang et al., 1989)

Chang, dans son rapport *Evaluation of performance of bridge deck expansion joint* (Chang et al., 2002) fait des suggestions pour résoudre ces problèmes :

- Ajout d'adjuvant au béton pour augmenter sa résistance et pour réduire les fissures
- Test du scellement avant installation
- Protection du joint contre les impacts dus au trafic
- Renforcement de la liaison entre le scellement et le béton

En résumé, ce type de joint fonctionne si le béton et le scellement sont en bon état.

1.2.3 Joint asphaltique (asphaltic joint)

Les joints asphaltiques sont formés d'un liant en polymère liquide et d'agrégats compactés en blocs préformés comme montré dans la figure 12.

Le matériau composite compacté est appelé asphalte modifié par polymère (AMP). Ces joints sont utilisés pour reprendre des mouvements jusqu'à 50 mm. Ce système développé en Europe peut être adapté pour une utilisation avec une surface de tablier

en béton ou en asphalte. L'AMP est installé de manière continue, centré au dessus de l'ouverture du joint d'expansion, le dessus de l'AMP étant au même niveau que la surface de roulement du pont. Un plat en acier retient l'AMP. Le liant est généralement installé à chaud. Les agrégats, les propriétés du liant et la qualité de la construction sont des facteurs critiques pour les performances de ce type de joint.

Les joints asphaltiques donnent une surface de roulement lisse, sont faciles à réparer, ne sont pas susceptibles d'être endommagés par un chasse-neige, de plus, l'AMP peut être laminé à froid ou rajouté lors de la pose d'une couche d'enrobé supplémentaire sur la surface de la route.

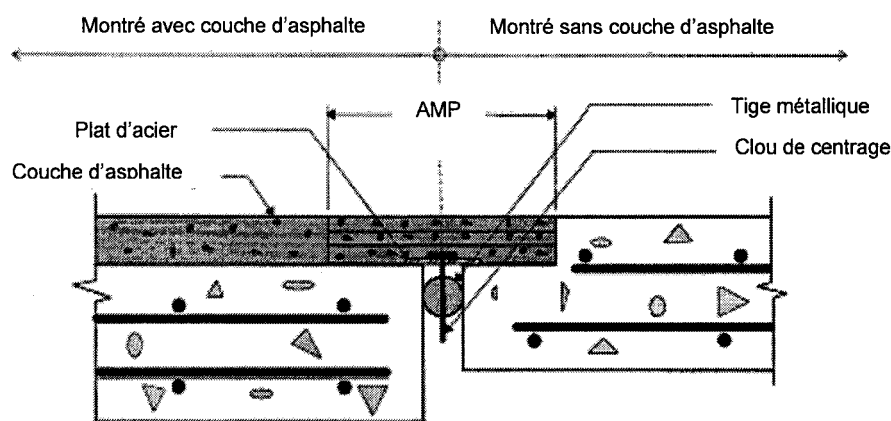


Figure 12 Joint asphaltique
(Source : Adaptation de Dornsife, 2000)

Les performances de ce type de joint aux Etats-Unis sont variées (Bramel et al., 2000). Les propriétés des AMP varient avec la température. Les joints asphaltiques ont tendance à se ramollir et à fluer à températures élevées, provoquant des orniérages et une éventuelle migration de l'AMP hors du joint. Lors de températures froides, l'AMP peut devenir fragile et fissurer à l'interface joint/chaussée, entraînant des infiltrations d'eau dans le joint. Des recherches sont en cours, comme celles menées par

l'AASHTO, pour développer des guides de design, des spécifications de matériaux, et des procédures d'installation pour augmenter leur performance.

Les limites de ce système de joint doivent être respectées, ainsi, ces joints ne sont pas conçus pour reprendre des déplacements différentiels verticaux. Compte tenu de la susceptibilité des AMP au fluage, les joints asphaltiques ne doivent pas être installés à des endroits sujets au freinage ou à l'accélération des véhicules (Dornsife, 2000).

Les études de Bramel et collaborateurs (2000) montrent que les joints asphaltiques sont sensibles à l'orniérage, les performances de ce type de joint sont donc assez faibles dans des applications en biais prononcé, un biais de 30 degrés semble être une limite raisonnable (Bramel et al., 1998). De même, il est préférable de les placer à des endroits où le trafic est rapide (autoroute), ce qui diminue le temps de charge d'un essieu sur un joint et donc son fluage (Bramel et al., 2000). D'après la même étude, la perte de ductilité au cours du temps accélère la fissuration de fatigue, ce qui entraîne par la suite des ruptures en tension. Ce phénomène est accentué par des chocs thermiques rapides ou importants ou lorsque le joint est exposé à des températures inférieures à sa température de transition du verre (T_g). Enfin, la susceptibilité des joints asphaltiques à la fatigue, leur perte de ductilité et les possibilités d'orniérage nécessitent une maintenance périodique du joint. Des réparations fréquentes par addition de liant semble être une approche raisonnable mais pourrait endommager le matériel de base à cause de la chaleur requise en chassant les matières volatiles qui fournissent les propriétés viscoélastiques nécessaires (Bramel et al., 2000).

1.2.4 Joint à plaque coulissante (sliding-plate joint)

Deux plaques d'acier superposées sont attachées à chaque face de l'ouverture du joint de manière à ce que le haut des plats affleure avec le haut du tablier du pont. Les plats sont généralement boulonnés au tablier ou ancrés dans le tablier. La largeur des plats est dimensionnée pour reprendre les mouvements désirés. De plus, l'épaisseur est déterminée par les exigences structurales.

Les joints à plaque coulissante sont souvent utilisés dans des ponts à courte et moyenne portée avec des mouvements de 100 mm ou moins et sans mouvements verticaux.

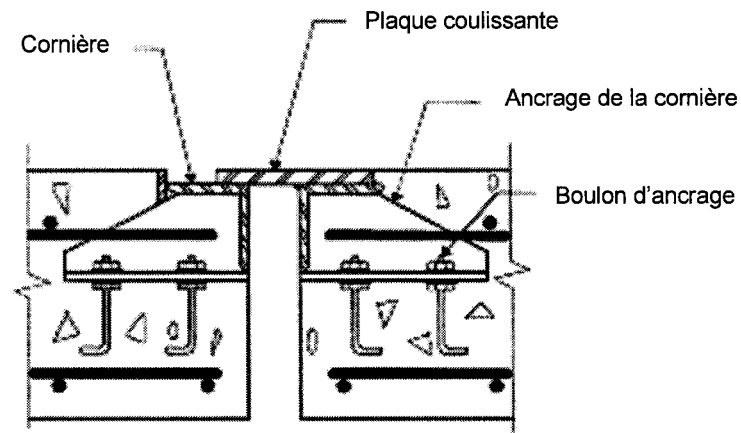


Figure 13 Joint à plaque coulissante sans scellement
(Source : Adaptation de Dornsife, 2000)

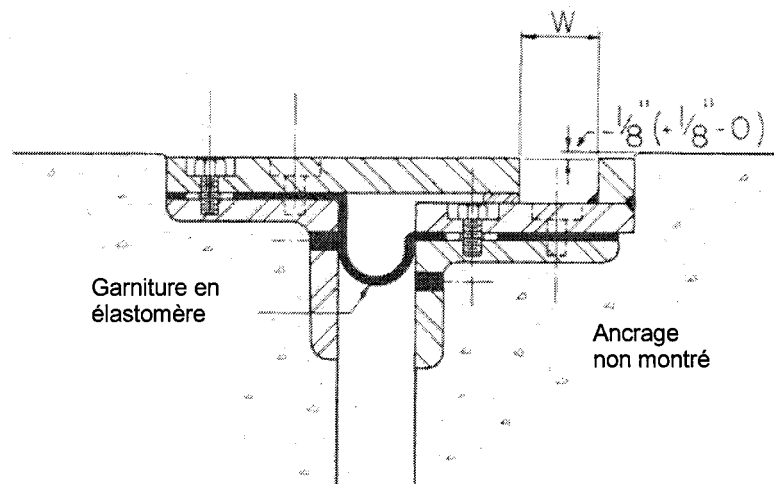


Figure 14 Joint à plaque coulissante avec scellement
(Source : Adaptation de Burke, 1989)

Les surfaces de glissement sont conçues pour être en contact uniforme (voir figure 13) mais le contact n'est pas parfait. En effet, la corrosion des plats et l'accumulation de débris déforment les plaques d'acier et, ainsi l'eau passe à travers ce type de joints. Cependant, des systèmes ont été développés pour prendre en compte la présence de cet espace de quelques millimètres, ainsi, un dalot en élastomère collecte l'eau pour la transporter hors de la structure.

Les plaques en acier ont aussi tendance à se courber, ce qui gêne le mouvement de la structure. Les impacts répétés et l'usure des conditions météorologiques peuvent desserrer ou casser les ancrages qui relient les plaques au tablier. En conséquence, un tel système n'est que rarement spécifié pour une nouvelle construction de pont aujourd'hui. Cependant, les systèmes existants sur d'anciennes structures peuvent être remplacés par de nouveaux systèmes qui fournissent une résistance accrue contre l'eau et l'accumulation de débris. De plus, si les ancrages ne sont pas détériorés, les plats peuvent être remplacés par des scellements en élastomère.

Le rapport final du *National Experimental and Evaluation Programm (NEEP) Project 11* (NEEP Project 11, 1977) conclut que ce type de joint possède une durée de vie longue, et qu'il est nécessaire d'incorporer au design original un système de collecte des eaux comme montré sur la figure 14.

Weishahn (1984) a évalué les performances de 49 ponts construits entre 1969 et 1979. Les résultats de son étude montrent que ces joints ne sont pas satisfaisants; cela est dû aux fuites qui ne peuvent être contrôlées et qui conduisent à des problèmes de corrosion.

Pour Hill et Shirolé, (Hill et Shirolé, 1984), les camions trop lourdement chargés peuvent causer une rapide détérioration des plaques et des angles qui peuvent se tordre et parfois perdre leur ancrage.

Hamilton (1985) lors de son étude des joints à plats coulissant dans l'état du Maine conseille d'ajuster périodiquement les plaques pour réduire le niveau de bruit, et éviter que les plaques ne sortent de leur ajustement, ce qui pose un problème pour les chasse-neige.

Enfin, Benson (1986) a trouvé que les joints à plaques coulissantes avaient les pires performances de tous les joints étudiés dans son rapport de 1986. Pour lui, le réglage des plats lors de leur installation était difficile, et de légères erreurs ont conduit à la rupture prématurée de tous les joints de deux ponts étudiés. De plus, les boulons tenant les plaques sur les supports ont cassé, entraînant le détachement complet des plats du tablier.

1.2.5 Joint à garniture en élastomère préfabriqué (prefabricated elastomeric seal)

Ce type de joint montré à la figure 15 est composé d'une bande préformée d'élastomère placée entre deux rails en acier chacun ancré dans une face de l'ouverture du joint. Le mouvement est repris par le déploiement de la bande en élastomère. Les barres en acier sont généralement soudées aux rails de rive pour faciliter l'adhésion avec le béton. Les rails de rive peuvent aussi être boulonnés sur site. Ils fournissent la protection pour le béton du tablier. Les performances des garnitures en bande se sont révélées être bonnes. Les bandes déplacées ou endommagées peuvent être remplacées lors de courtes interruptions du trafic. Cependant, les débris ont tendance à s'accumuler sur la garniture. Dans certains cas, ces débris peuvent gêner le mouvement du joint et même occasionner par la suite une rupture prématurée de la garniture.

Ce type de joint a posé beaucoup de problèmes.

Swanson (1983), lors d'une étude pour le *Colorado Department of Transportation*, évaluant 13 systèmes à travers 128 joints, montre que le facteur de performance le plus important est la qualité d'installation durant la mise en oeuvre.

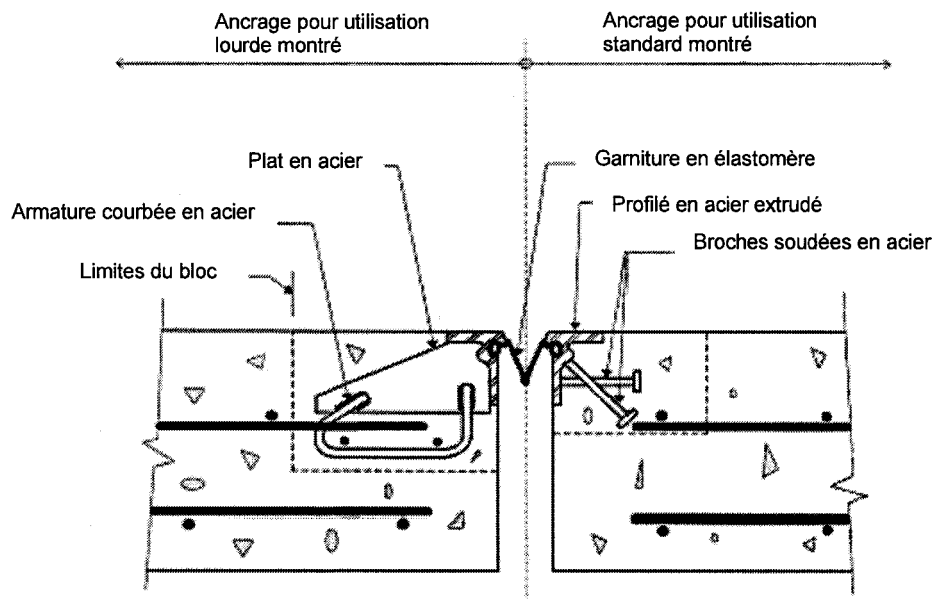


Figure 15 Garniture en élastomère préfabriqué
(Source : Adaptation de Dornsife, 2000)

Fincher (1983) de l'*Indiana Department of Transportation* conclut, après avoir évalué 15 types de joints, que les joints avec scellement en élastomère laissent passer moins d'eau et de débris que des joints à plaque coulissante. Le principal problème semble être l'installation initiale, notamment le mauvais alignement vertical, qui rend le joint susceptible d'endommagement par les chasse-neige. Lors de cette étude, tous les scellements ont connu des défaillances causant des infiltrations d'eau dans l'ancrage du joint. En conclusion, l'utilisation sans restriction de ce type de joint en Indiana n'a pas été recommandée.

L'évaluation de plus de 2000 joints dans le Minnesota (Hill et Shirolé, 1984) a conduit aux conclusions suivantes :

- La bande en élastomère doit être continue
- La bande doit être de 75 mm à 150 mm en dessous de la surface de roulement
- Les protections pour les chasse-neige devraient être ajoutées aux joints possédant un biais supérieur à 20 degrés.
- Le joint doit être protégé par un revêtement (galvanisation)

- La maintenance du pont doit inclure le nettoyage et des réparations mineures de la bande

Weishahn (1984) dans son évaluation de 49 ponts au Nebraska n'a pas trouvé de joints en élastomère entièrement étanche.

Dahir et Mellott (1985), lors de leur évaluation de 146 ponts à travers la Pennsylvanie ont enregistré des performances variées pour ce type de joint.

L'évaluation de 100 installations comprenant huit types de joints différents à travers le Michigan (Price et Simonsen, 1986) conclut sur l'existence de trois facteurs de performances :

- Défaillance du béton sous le joint d'expansion lors de travaux de réhabilitation
- Défaillances des ancrages
- Mauvaises techniques d'installation

Enfin dans un rapport portant sur l'étude de 135 joints (Benson, 1986), il est montré que le problème le plus grave reste la rapidité de l'accumulation de débris qui empêche un nettoyage économiquement viable. Cette accumulation entraînant la rupture ou le glissement de la bande.

Pour Chang et collaborateurs (2002), en plus de l'accumulation de débris, les défauts d'installation et la maintenance sont les causes majeures de problèmes de ce type de joint. De plus, les mauvais détails de drainage, les produits chimiques de déglacage, les chasse-neige, et le chargement dû au trafic peuvent se combiner et raccourcir la durée de vie du joint. Chang suggère donc de concevoir le joint avec un système de drainage efficace (pente suffisante), d'utiliser un meilleur ancrage, et d'effectuer une maintenance plus fréquente.

Enfin, ce type de joints est celui qui est retenu par le MTQ.

Ce type de joint est très durable si il est bien entretenu, et aussi plus rentable qu'un joint de compression bien qu'il soit plus cher.

1.2.6 Joint modulaire (modular joint)

Pour les mouvements de joints supérieurs à 100 mm, les joints modulaires d'expansion sont utilisés couramment. Ce type de joint offre une bonne protection de la superstructure du pont contre la corrosion et permet donc d'augmenter la durée de vie de ponts en acier ou en béton (Dexter et al., 1997).

La plupart des fabricants de joint possèdent leur propre design de joint modulaire. Ce type de joint est compétitif du point de vue fonctionnel et économique.

Le joint modulaire est apparu dans les années 70, à cette époque, leur qualité et leur intégrité posaient plusieurs problèmes. Beaucoup de joints ont subi une rupture très peu de temps après leur installation sur le pont. D'autres ne répondaient pas aux attentes en terme de capacité de mouvement une fois soumis au trafic. Le design a donc été peu à peu amélioré, pour posséder aujourd'hui une intégrité suffisante.

Le système de joint modulaire peut être décrit comme un « super joint » comprenant plusieurs joints simples (modules) de type fermé et juxtaposés l'un à coté de l'autre. Ce système permet de remplacer plusieurs joints standards par un joint modulaire. La capacité de mouvement est ainsi augmentée en ajoutant des cellules supplémentaires.

Deux concepts de design sont généralement utilisés pour les joints modulaires d'expansion : le système à multiples barres de support et le système à barre de support unique.

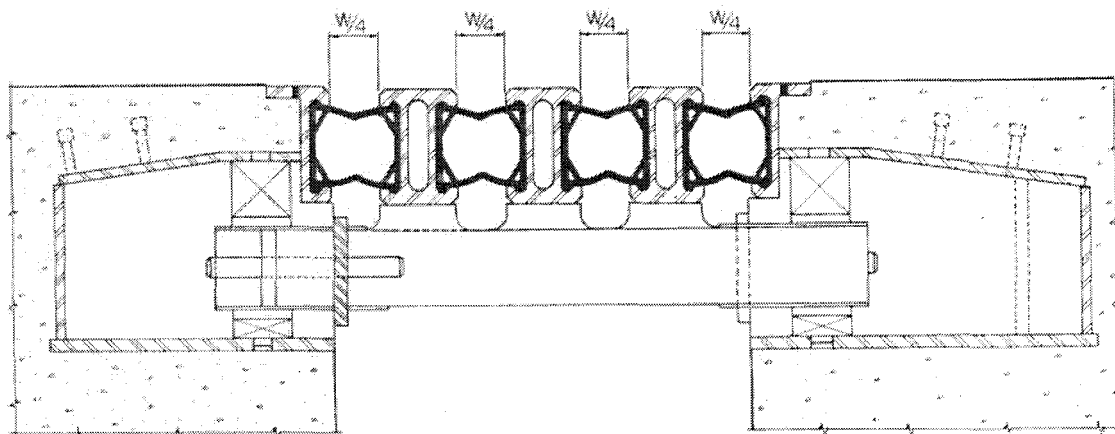


Figure 16 Joint modulaire
(Source : Adaptation de Burke, 1989)

1.2.6.1 Joint modulaire à multiples barres de support

Le concept à multiple barre de support est le système classique de joint d'expansion étanche pour une reprise de mouvement variant entre 80 mm et pouvant atteindre 1200 mm. Cependant la quasi-totalité des systèmes ne permet pas de reprendre plus de 800 mm.

Le type de joint modulaire le plus utilisé est à barres de support multiples soudées. Des connexions boulonnées peuvent aussi être utilisées, cependant, leur résistance à la fatigue est moindre (voir section 2.2.5.2).

De façon typique, il comprend des poutres intérieures, dites poutres centrales, qui séparent les différentes cellules. Chaque cellule est munie d'une garniture élastomérique, reliant les rails (poutres centrales et poutres de rive) et assurant la flexibilité et l'étanchéité du joint. Les poutres de rive sont directement ancrées dans le tablier tandis que les poutres centrales sont supportées par des barres transversales au joint, appelées barres de support. Celles-ci transmettent les charges aux boîtes de support qui sont ancrées dans le tablier. Les barres de support sont montées sur des ressorts élastomériques munis d'interfaces de glissement qui permettent le transfert de

la réaction aux boîtes de support tout en assurant l'aptitude du joint à accommoder le mouvement et la rotation du tablier. Pour pouvoir exploiter la capacité de mouvement maximale de tous les modules, l'utilisation d'un système d'équidistance est primordiale. Le système d'équidistance le plus courant consiste en des ressorts, en polyuréthane, insérés pré-comprimés entre les différentes cellules et dont la fonction est d'assurer une distribution uniforme de l'ouverture des différents modules. Un tel système a aussi pour fonction de transmettre les charges horizontales et d'amortir les chocs et les vibrations engendrées par le trafic.

Les MBJS (*Modular Bridge Joint Systems*) sont classés selon le nombre de barres de support longitudinales et selon leur mode de connexion aux poutres centrales transversales. Dans ce système (voir figure 17), chaque barre de support est soudée à une seule poutre centrale.

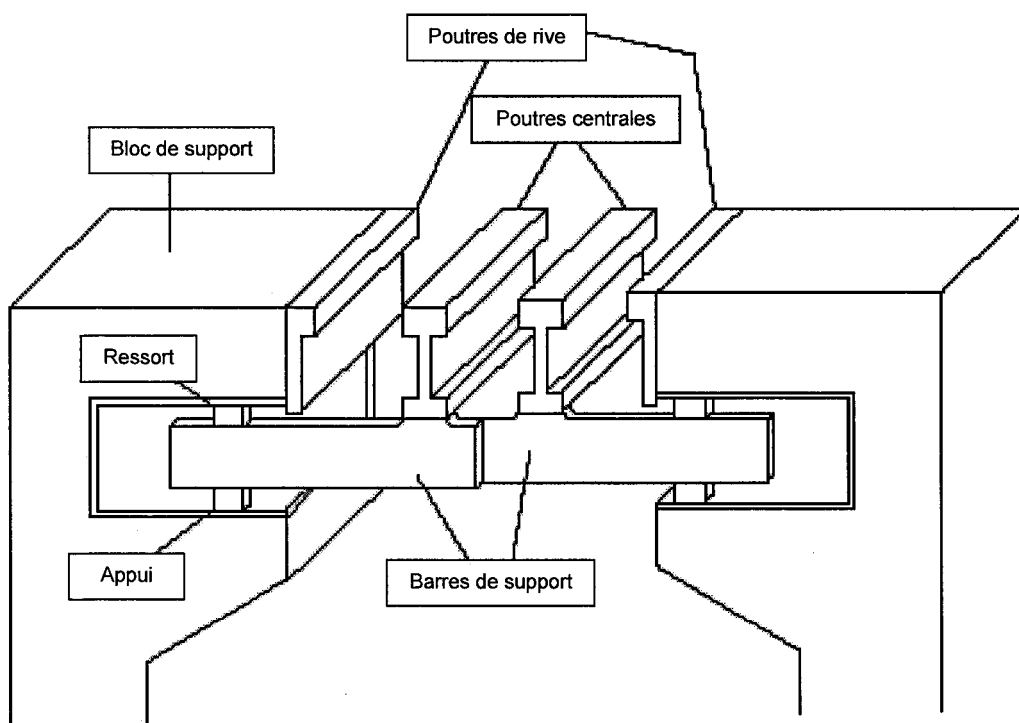


Figure 17 Joint modulaire à multiples barres de support
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

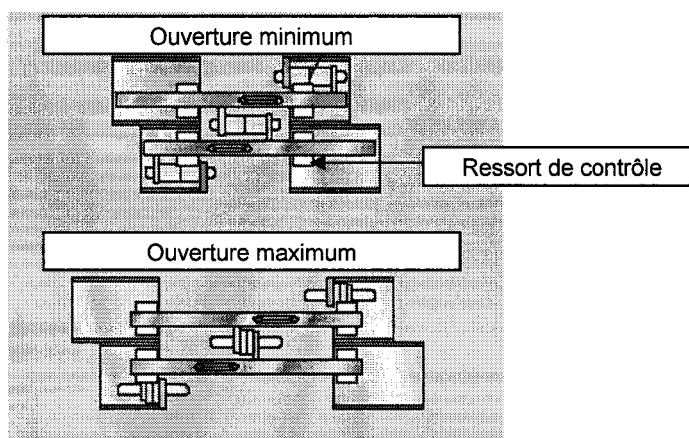


Figure 18 Configuration du joint lors de l'ouverture et de la fermeture maximum
(Source : www.dsbrown.com)

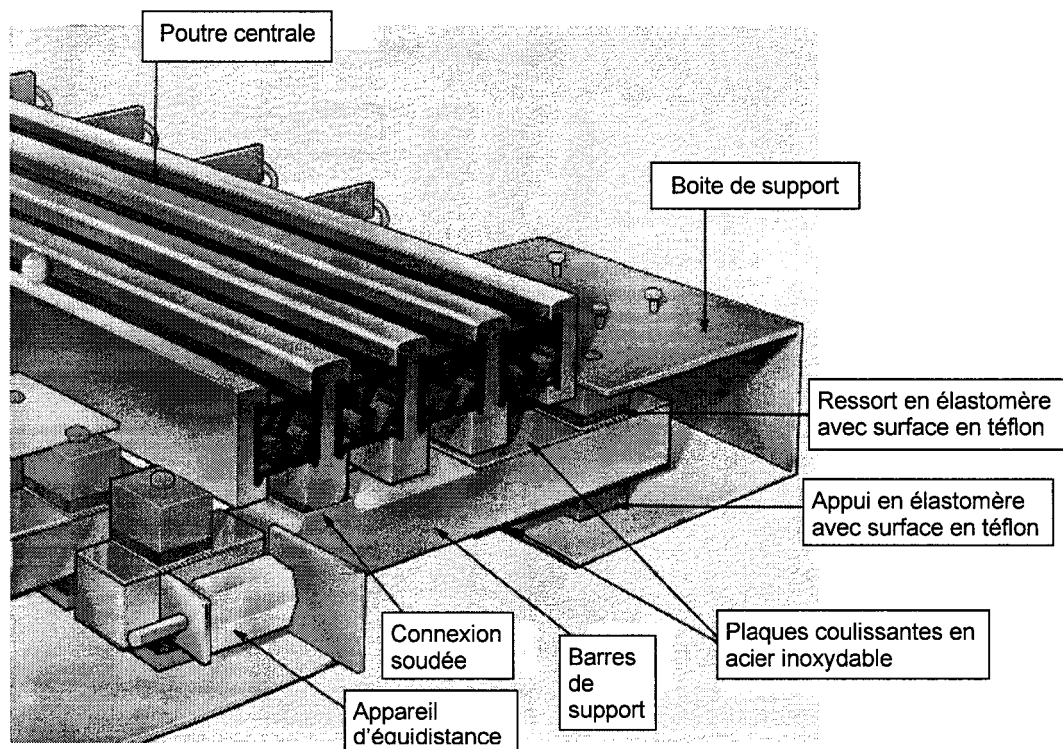


Figure 19 Exemple de composants d'un joint modulaire à multiples barres de support
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

Les caractéristiques des sections des poutres centrales limitent sa capacité de mouvement à 1 200 mm pour cause de résistance à la fatigue. Ainsi, il existe une limite aux nombres et à la largeur maximum des barres de support. Au delà de cette limite, les boîtes supportant les barres de support manqueraient de place et ne pourraient pas être installées. Dans la pratique, ce type de joint modulaire ne comprend pas plus de huit barres de support et est limité à une reprise de mouvement de 800 mm.

1.2.6.2 Joint modulaire à simple barre de support

Les systèmes à simple barre de support ne possèdent pas plusieurs barres de support dans chaque boîte de support. Ainsi, ce système peut être utilisé pour des mouvements supérieurs à 700 mm.

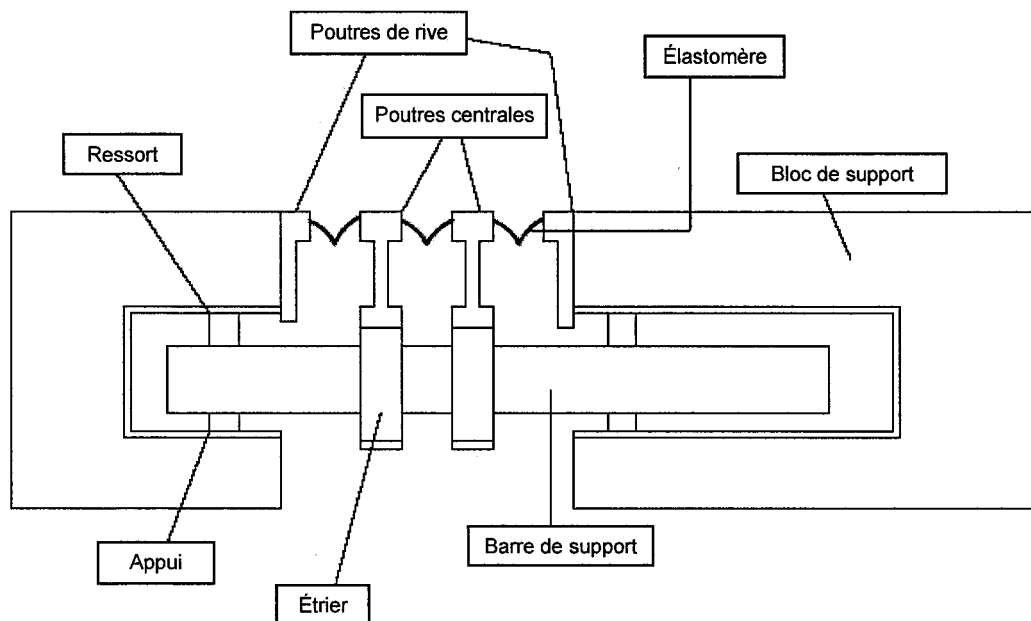
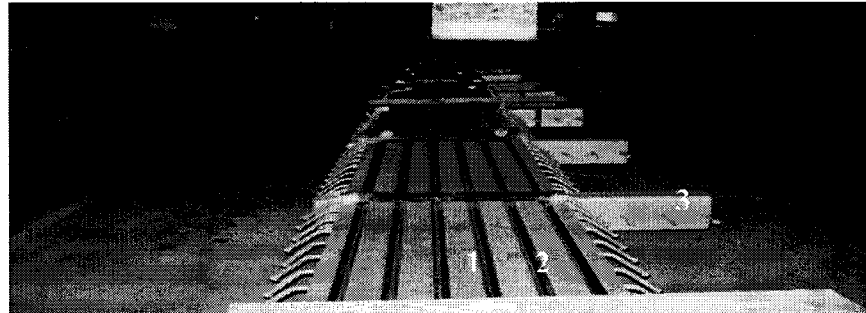


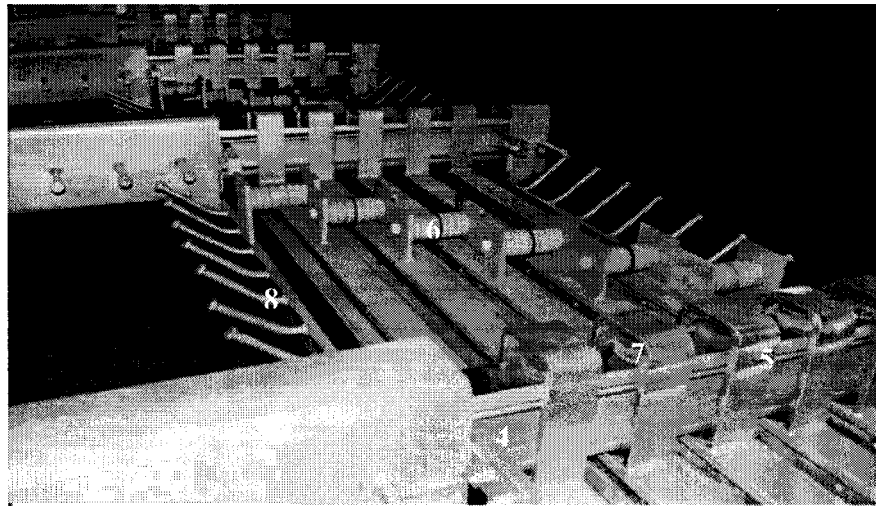
Figure 20 Joint modulaire à simple barre de support
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

Dans ce type de système, une seule barre de support est connectée à l'ensemble des poutres centrales, comme montré dans la figure 20. La connexion entre une poutre

centrale et la barre de support consiste en un étrier à travers lequel la barre de support peut coulisser. Des ressorts pré-compressés et des appuis en élastomère maintiennent la barre de support dans l'étrier.



Vue de dessus



Vue de dessous

1 : poutre centrale, 2 : garniture, 3 : boîte de support, 4 : barre de support, 5 : étrier,
6 : système d'équidistance, 7 : appui élastomérique, 8 : poutre de rive et ancrages

Figure 21 Composantes d'un joint modulaire à six cellules, système à une seule barre de support
(Source : Gracieuseté des industries Z-Tech inc.)

CHAPITRE 2

FACTEURS DE PERFORMANCE DES JOINTS MODULAIRES

Ce chapitre dresse l'évolution des recherches effectuées sur les joints modulaires, puis décrit les différents facteurs affectant leur performance.

Dès leur installation, les joints ne sont pas seulement attaqués par les éléments naturels comme l'eau, les poussières, les ultraviolets et l'ozone mais aussi par des éléments introduits par les hommes comme les produits chimiques de déglacage, les chasse-neige, ou les impacts dus au trafic. Chaque défectuosité est un facteur qui contribue à la détérioration du joint.

Les rapports 402 (Dexter et al., 1997) et 467 (Dexter et al., 2002) du NCHRP donnent pour la première fois aux Etats-Unis des spécifications pour le design, les performances, la construction et l'installation des joints modulaires d'expansion. Auparavant, bien que certains états aient développé des spécifications, comme l'État de Washington (WSDOT, 1993), il n'existait pas encore de tels guides aux Etats-Unis. Or, sans spécifications, le procédé d'attribution du contrat au plus bas soumissionnaire contribue à augmenter les problèmes de durabilité. En effet, les manufacturiers conçoivent et fabriquent les joints au coût le plus bas. De plus, une mauvaise installation des MBJS est parfois la cause d'une mauvaise durabilité et de problèmes fonctionnels.

Ainsi, de nombreux MBJS (*Modular Bridge Joint System*) installés avant la parution de ces spécifications affichent de mauvaises performances, et ont des défaillances au niveau des supports, des systèmes de mouvements et des scellements. Une maintenance importante est généralement nécessaire pour permettre à ces MBJS de fonctionner correctement. Dans certains cas, les performances des MBJS sont tellement médiocres que leur remplacement anticipé s'avère obligatoire.

2.1 Revues des recherches effectuées sur les facteurs de performances

2.1.1 Historique des recherches

Le rapport final du projet 11 du NEEP (NEEP, 1977) analyse le comportement des premiers joints modulaires. Il en résulte que les systèmes d'équidistance ne permettent pas une répartition égale de la compression dans les différentes cellules, ce qui conduit à des problèmes d'étanchéité.

Les contrats de MBJS sont obtenus par soumission du plus bas soumissionnaire, ce qui entraîne inévitablement une diminution de la marge de sécurité par rapport à la résistance à la fatigue pour rendre les MBJS plus économiques (NCHRP report 204, 1979).

L'inspection de Azevedo pour le département de transport du Kentucky (Azevedo, 1981) a couvert 50 installations récentes (un à quatre ans) de joints modulaires. Le seul problème a été l'accumulation de débris. Pour Azevedo, ce type de joint est bien supérieur aux autres joints à grande capacité de mouvement, malgré le coût élevé d'une installation.

Une enquête conduite par le Federal Highway Administration (FHWA) (Fincher, 1983) a montré que sur une période d'évaluation de cinq ans, plus de 60 % des joints laissaient passer l'eau et les 40% restant étaient soumis à des problèmes raccourcissant leur durée de vie en service.

L'étude de Frederick (Frederick, 1984) sur 15 systèmes de joints (âgés de moins de deux ans) à New York a montré des performances satisfaisantes de la part des joints modulaires, excepté deux joints comprenant des membrures en aluminium. Plusieurs spécifications exigent explicitement des membrures en acier, ce qui exclut le recours à des membrures en aluminium.

Le *Transport Road and Research Laboratory* (TRRL) (Price, 1984) au Royaume Uni a enquêté sur les facteurs de performance des joints, incluant les joints modulaires. Les performances en service de joints sont variables, et ce pour des raisons qui ne sont pas toujours apparentes (Lee, 1994). De nombreux facteurs peuvent être à l'origine de ces défauts. Les enquêtes conduites par le *Transport and Road Research Laboratory* (Price, 1984) montrent que les performances du joint sont influencées par les facteurs suivants :

- Mouvements structurels du joint
- Chargement dû au trafic
- Design du joint
- Matériaux utilisés
- Débris, et corrosion
- Adhérence et ancrage
- État du substrat
- Météo et température lors de l'installation et du service
- Préparation du site et main d'œuvre
- Performance des appuis

Chaque facteur peut être responsable d'un mauvais fonctionnement des joints, et les facteurs peuvent s'influencer entre eux et combiner leurs effets sur les performances d'un joint. Par exemple, la densité du trafic et l'axe du chargement peuvent influencer la performance des appuis, aussi la préparation du site et la main d'œuvre peuvent influencer la qualité de l'adhérence et de l'ancrage, tous ces facteurs influençant les performances des joints. Cette étude montre que le trafic, les défauts d'installation, les détails de mauvaise qualité, ou des mouvements causent des défaillances au joint plus tôt que le design l'indiquait.

La conclusion de ce rapport est que les coûts initiaux d'un MBJS sont insignifiants comparés au coût de maintenance spécialement lorsque les coûts d'une fermeture sont inclus. De plus, le rapport note que les joints modulaires ont de meilleures performances que les autres types de joints.

Kazakavich et Massimilian dans un rapport pour le département de transport de l'état de New York (Kazakavich et Massimilian, 1982) sur l'évaluation de six différents joints modulaires installés sur un pont montre que ces systèmes se comportaient de façon acceptable après six ans de service, à l'exception des systèmes en aluminium qui ne sont pas adaptables aux environnements de chasse-neige.

Pour Guzaltan, les défauts communs des joints sont les suivants (Guzaltan, 1993):

- Scellement desserré, déchiré, fissuré, endommagé, ou durci
- Accumulation de débris et de matériaux incompressibles dans le joint et le système de drainage
- Plats en acier, ancrages, boulons, écrous ou autres composants métalliques desserrés, rouillés, fissurés, manquants ou endommagés
- Béton fissuré ou éclaté, acier structural ou acier d'armature rouillé ou exposé au niveau du joint
- Impact de fuite d'eau sur la face inférieure de tablier
- Impact du bruit lors du passage des véhicules sur le joint
- Restriction de la liberté des mouvements du joint
- Impact de la rotation, de l'inclinaison, ou de l'affaissement
- Ouverture incorrecte du joint ou jeu et alignement inadéquat du joint

Les rapports plus récents portant sur un suivi plus long des joints modulaires montrent que le facteur le plus important influençant les performances d'un joint d'expansion avec scellement est la durabilité (Dexter et al., 1997).

2.1.2 Spécifications du Florida Department of Transportation

L'État de Floride a conduit des recherches sur différents systèmes de joint (*On site evaluation of bridge deck expansion joints Florida department of transportation structures research center*). Bien que les MBJS ne soient pas inclus, beaucoup de facteurs de performances relevant d'autres types de joints peuvent être appliqués aux joints modulaires.

Ce rapport consiste à évaluer l'installation, la maintenance et les performances des joints testés, ainsi que les tests de chargement. Douze fournisseurs de joint ont participé au programme et 17 joints ont été installés sur huit ponts. Les problèmes observés vont des fissures, des perforations, et de la séparation du scellement à la rupture totale du joint.

Des critères pour l'évaluation des performances des joints modulaires sont donnés :

- Reprendre en totalité les mouvements de la structure
- Fournir un ancrage adéquat et une capacité structurale pour résister aux charges prévues
- Posséder une surface de roulement acceptable
- Être silencieux et sans vibrations excessives
- Faciliter l'inspection, la maintenance, la réparation et le remplacement
- Fournir l'étanchéité le long de l'élément de scellement sur la largeur de la structure
- Être résistant à la corrosion

De plus, les joints modulaires ne doivent pas :

- Gêner l'expansion ou la contraction de la structure, ce qui pourrait introduire des contraintes dans la structure
- Être un catalyseur ou mener à une action électrolytique

La solution pour les problèmes des joints d'expansion (étanchéité, accumulation de débris et ancrage) ne consiste pas en la seule amélioration du joint. Plusieurs facteurs doivent être pris en compte, comme la conception, l'installation, les phases de maintenance d'un système de joint d'expansion. Ainsi, ce rapport recommande au fabricant d'établir une procédure claire et détaillée de l'installation d'un système. De plus, cette installation doit se faire par le fabricant ou par un entrepreneur qualifié.

Le *Florida Department of Transportation*, après deux ans de tests et d'observation a fourni une liste de produits dont les performances sont les plus satisfaisantes pour l'état de Floride.

2.1.3 Spécifications du Washington State Department of Transportation

Le *Washington State Department of Transportation (WSDOT)* a entrepris des démarches pour augmenter la qualité et la durabilité de joints modulaires d'expansion dont la capacité de mouvement est supérieure à 150 mm.

Les joints de dilatation sont sujets à un nombre de sollicitations plus important que d'autres composantes du pont. Le WSDOT demandent donc que tous les composants de joints modulaires respectent le design en fatigue. Cette recherche a permis de donner des informations sur le design en fatigue, sur les tests en fatigue des joints modulaires de dilatation afin de prendre les bonnes décisions pour améliorer la qualité et la durabilité de ces systèmes :

- Les concepteurs, et les fabricants doivent fournir de l'espace supplémentaire pour l'inspection, la maintenance, et la réparation des joints de dilatation.
- Un travail d'équipe entre l'entrepreneur, le propriétaire, et le fabricant du joint est essentiel pour assurer une installation réussie du joint.
- Le design et les tests en fatigue devraient être requis pour tous les joints modulaires. Les spécifications de l'AASHTO devraient inclure le design en fatigue et des tests en fatigue pour les composants des joints.
- Les spécifications devraient inclure un contrôle de la qualité et des exigences d'inspections durant la fabrication et l'installation pour assurer la durabilité.
- Les modèles pré-approuvés de joints d'expansion ainsi que les manufacturiers doivent être identifiés dans les plans de contrats et les spécifications. Les entrepreneurs doivent identifier lors de la soumission le manufacturier sélectionné.
- Un plan de maintenance et de remplacement doit être inclus dans les spécifications.

- Une garantie minimum de cinq ans sur la performance et la durabilité doit être requise.

2.1.4 Rapport NCHRP 402, (Dexter et al., 1997)

Ce rapport fait une étude exhaustive de la fatigue des composantes structurales des joints modulaires. Les recommandations de ce rapport constituent la référence dans ce domaine.

La performance initiale d'un MBJS est bonne. Cependant, dans certains cas, les MBJS ont des problèmes de durabilité, avec le développement de fissures de fatigue au niveau des composantes métalliques. Ce rapport porte donc sur les performances en fatigue des composantes en acier et sur leurs connexions.

Les causes de ces problèmes sont les suivantes :

- La réponse dynamique de ces systèmes n'est pas pleinement comprise.
- Des détails de mauvaise qualité existent.
- Des installations de mauvaises qualités sont construites.

Pour résoudre ces problèmes, des recherches expérimentales et analytiques, des spécifications basés sur des tests ainsi que des commentaires sur le design à la fatigue ont été développés dans le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997). Des tests ont été effectués sur quatre sites afin de déterminer les réponses statiques et dynamiques des différents systèmes de MBJS soumis à des charges de trafic et afin de vérifier les modèles d'analyse structurale proposés.

Le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997) donne des spécifications sur les performances attendues et propose des critères de design en fatigue des MBJS.

Ainsi, les conclusions de ce rapport sont basées sur :

- Des essais dynamiques par camion réalisés sur des installations de joints modulaires existantes dans le but d'étudier leurs réponses dynamiques et la distribution des charges et des contraintes dans leurs composantes. L'effet de plusieurs facteurs tels que la vitesse du trafic, le freinage et l'accélération, le profil horizontal et vertical du pont ont été analysés.
- Des essais de calibration statiques en laboratoire, des modélisations et des analyses structurales afin de proposer un modèle d'analyse structural valable pour le calcul en fatigue.
- Des essais cycliques pour déterminer la résistance en fatigue de plusieurs détails particuliers aux joints modulaires.

Ce projet a abouti au développement de spécifications explicites pour l'analyse et le design des joints modulaires en fatigue. Il a aussi permis le développement d'une procédure de test en fatigue des principales composantes des joints modulaires et notamment les connexions poutre centrale / barre de support. Des lignes directrices et des spécifications préliminaires concernant la durabilité des composantes élastomériques ont aussi été formulées.

2.1.5 Rapport NCHRP 467, (Dexter et al., 2002)

Ce rapport complète les recherches effectuées pour le rapport 402 (NCHRP, 1997) du NCHRP en faisant le point sur les problèmes de performances non traités par le rapport 402 (Résistance et design à la fatigue). Ainsi, des spécifications sur les matériaux, sur la fabrication et sur la construction ont été développées pour adresser ces problèmes.

Ce rapport a surtout permis le développement de deux essais de pré-qualification qui permettent de tester la durabilité d'un système modulaire :

- Le test OMV (*Opening Movement Vibration*) qui soumet un spécimen aux vibrations simulées résultant du trafic de camions.
- Le test SPO (*Seal Push Out*) qui mesure la capacité du scellement à rester attaché aux poutres de séparation du spécimen.

Ces tests révèlent les déficiences de design et de matériaux, et permettent aux manufacturiers de travailler sur la résistance et la durabilité de leur spécimen. La plupart des problèmes de durabilité peuvent ainsi être réduits.

2.2 Facteurs de performance

La durabilité d'un joint de type fermé est le facteur le plus important affectant sa performance et son coût d'entretien. La durabilité d'un joint peut être définie comme étant la durée pendant laquelle un joint en service continue à fonctionner efficacement avec un entretien nominal.

Les problèmes de durabilité peuvent être groupés en quatre catégories d'après le rapport NCHRP 467 (Dexter et al., 2002) :

- Mauvais design de joint
- Installation défectueuse
- Usure et déchirement des composants en élastomère
- Fissure en fatigue des parties en acier et de leur connexion

Des recherches considérables ont été effectuées sur les performances des joints, en particulier au niveau des quatre types de problèmes précédemment cités. Les problèmes de construction peuvent être résolus par des spécifications adéquates au niveau de l'installation et des inspections (Osberg et al, 1999). Les problèmes d'usure des parties en élastomère sont résolus par l'amélioration des matériaux (Dexter et al., 2002). Le joint doit être conçu selon les recommandations de calcul en fatigue indiquées dans le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997) (voir chapitre 3).

Les différentes recherches effectuées ont permis d'établir une liste de facteurs de performance. Ces facteurs sont résumés dans le tableau suivant. Chaque point sera examiné par la suite.

Tableau II

Facteurs de performances des MBJS
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

| Facteur de performance | Niveau de performance désiré |
|-------------------------------|--|
| Coût total de vie en service | Coûts de maintenance minimaux autre que le nettoyage annuel des débris. |
| Durée de vie en service | 75 ans au total et 25 ans pour les composantes en élastomère |
| MBJS et design de pont | Accessibilité pour l'inspection et la réparation |
| Capacité de mouvement | Capable de fournir les mouvements dans les 6 degrés de liberté sans contraintes excessive |
| Installation | Température d'installation fournie par le manufacturier, Tolérances proposées dans l'annexe B du rapport NCHRP 467, bonne consolidation du béton. |
| Composants métalliques | Design et test à la fatigue, cas de chargement proposé dans le rapport NCHRP 402, résistance à la corrosion |
| Composants en élastomère | Élastique, reste en place, résistant à l'environnement, pas d'affaiblissement |
| Système d'ancrage | Durabilité, résistant aux cas de chargement proposé dans le rapport NCHRP 402, consolidation |
| Trafic et chasse-neige | Pas d'orniérage excessif sur la chaussée, biais différent de celui de la lame du chasse-neige, poutres de rive encastrées, fréquence de résonance verticale plus élevée que celle induite par le trafic, scellement résistant aux débris |

2.2.1 Coût total en service

Les MBJS sont utilisés pour des mouvements longitudinaux supérieurs à 100 mm. D'autres joints peuvent être utilisés, mais leurs caractéristiques entraînent souvent une augmentation du coût en service. Ainsi, un joint ouvert comme le joint à dents peut être une alternative, mais il laisse passer l'eau et les débris ce qui peut entraîner des problèmes de corrosion de la structure.

Les MBJS sont complexes et chers. Le coût comprenant l'installation est de l'ordre de 14\$ par mètre pour chaque mm de capacité de mouvement. Par exemple, le coût pour deux MBJS de capacité de mouvement de 915 mm était de 800 000 \$, soit 1.2 % des 63 millions de dollars du coût total du pont Lacey V. Murrow à Seattle (Van Lund et al., 1997). Cependant, le coût initial est faible par rapport au coût de maintenance et de remplacement lorsque le MBJS a des problèmes de fonctionnement.

Le coût initial est comparable à celui d'un joint à dents (Van Lund et al., 1997). L'application des spécifications du rapport NCHRP 467 rend le coût de vie d'un joint modulaire inférieur à celui de la plupart des autres types de joints incluant les joints à dents.

2.2.2 Durée de vie en service

La durée de vie moyenne d'un MBJS est d'approximativement 15 à 20 ans. Le code actuel AASHTO LRFD pour les ponts spécifie une vie en service de 75 ans pour les éléments constitutifs d'un pont. Dans le cas de remplacement, la durée de vie est de 25 ans, alors que les ingénieurs réclament au moins 50 ans.

2.2.3 MBS et design de pont

Le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997) recommande des exigences spécifiques de design en fatigue. Les performances d'un MBS dépendent des détails d'installation.

2.2.3.1 Capacité de mouvement

La première étape du design d'un MBS est de déterminer la capacité de mouvement requise. Pour la plupart des ponts, seule la direction longitudinale est prise en compte. Cependant, dans le cas de joints en biais, ou sur des ponts courbes ainsi que sur certains ponts très larges, une composante transversale est considérée.

Tous les autres types de mouvements doivent être calculés ou estimés, incluant le fluage ou le retrait du béton, l'affaissement et les effets de la prétention. Des mesures ont montré que les mouvements dus aux charges de trafic pouvaient être négligés par rapport aux mouvements thermiques. Cependant, dans certains ponts très flexibles, tels les ponts haubanés, les mouvements dus au trafic sont plus considérables et occasionnent de sévères sollicitations d'usure sur les joints par expérience.

Un MBS doit être capable de reprendre des mouvements dans les six degrés de liberté.

2.2.3.2 Détails

Choisir le MBS avant la fin du design du pont est recommandé, afin d'inclure le MBS dans les plans des ingénieurs. Les ingénieurs sont de plus en plus familiers avec les MBS, mais chaque modèle de joint modulaire est différent car il dépend du fabricant.

Le support du MBS se trouve habituellement dans le tablier du pont, ou dans les culées pour permettre d'installer le joint une fois la superstructure construite.

Cependant, des variantes dans le design des MBJS posent des difficultés. Dans certains supports, il y a seulement 25 mm au lieu de 50 mm recommandé d'espace entre le haut des boîtes de support et la surface du support (voir figure 22) ce qui ne laisse pas assez d'espace pour couler du béton. Ainsi, les boîtes de support sont mal installées. La perte d'un support a comme conséquence le doublement de la portée des poutres centrales augmentant du même ordre la contrainte dans les composants. Il est demandé un espace d'au moins 75 mm entre le haut du support en béton et le bas des boîtes de supports (voir figure 22). Dans le cas contraire, du mortier peut être mis à la place du béton. La consolidation efficace du béton coulé sous les boîtes doit aussi être assurée.

Il peut aussi être nécessaire d'entailler le bout des poutres en acier pour permettre de mettre en place le MBJS. Mais ces entailles augmentent les concentrations de contrainte, ce qui doit alors être analysé en fatigue par les ingénieurs. L'alternative la plus pratique est donc d'éviter que les boîtes de support ne coïncident avec les poutres.

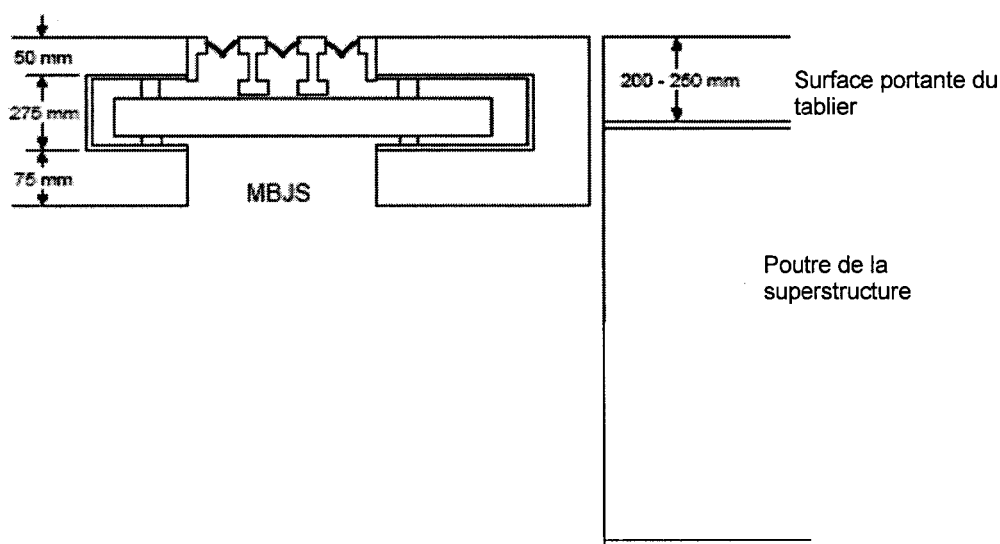


Figure 22 MBJS et problèmes d'interaction avec la superstructure
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

Des fissures dans le tablier en béton directement au dessus des boîtes de support et des ancrages sont communs.

Trois causes sont alors possibles :

- Les boîtes de support causent une discontinuité dans l'épaisseur de la dalle.
- Les plats minces utilisés pour construire le haut des boîtes de supports sont trop flexibles (l'épaisseur doit être de au moins 9mm).
- Le recouvrement de béton au dessus des boîtes de support et des ancrage est trop faible (au moins 75mm).

Un accès au dessous des MBJS doit être prévu dans le design du pont pour qu'une personne puisse inspecter le MBJS et remplacer les ressorts et les appuis si nécessaire.

Les MBJS sont habituellement placés au dessus des piles ou des culées, c'est-à-dire au niveau des appuis. Ils doivent être placés au dessus de la ligne centrale des appuis pour minimiser les quantités de mouvement et de rotation à reprendre. Une attention particulière doit être portée aux ponts en courbe.

Les eaux et les débris de drainage ne doivent pas s'accumuler sur le joint. Un système de drainage doit permettre d'évacuer les débris du joint. Cependant, il est nécessaire d'effectuer un nettoyage des joints au moins une fois par an. Une solution consiste à allonger le MBJS en ouvrant le parapet et en ne mettant pas de relevés sur les extrémités du joint (voir figures 23 et 24). De tels essais ont été effectués et semblent être concluants.

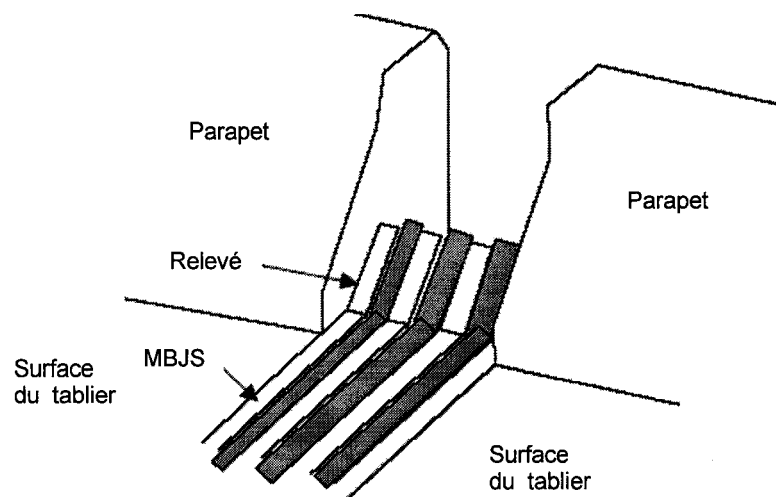


Figure 23 MBJS avec relevé
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

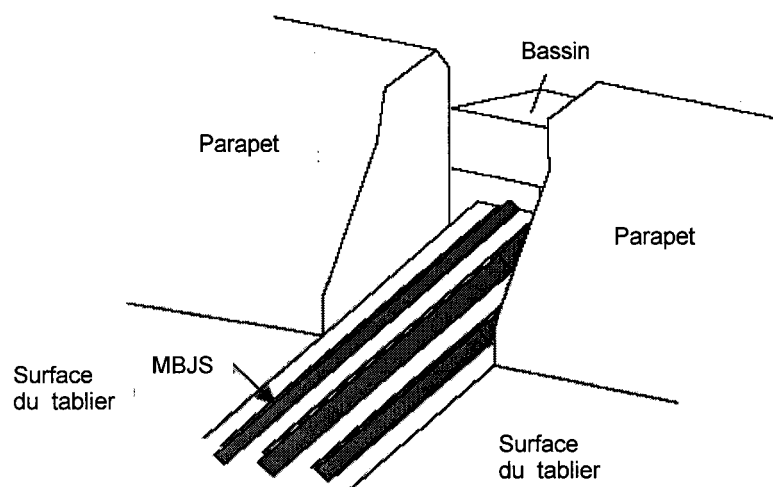


Figure 24 MBJS sans relevé et avec un bassin pour débris
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

2.2.4 L'installation

Les performances d'un MBJS dépendent grandement de la qualité de son installation. Il apparaît que beaucoup de problèmes de performance des joints sont dus à une mauvaise installation, conséquence de la faible attention portée au joint durant la construction. Les joints ne représentent que 1% du prix total du pont (Van Lund et al., 1997). Les joints sont donc perçus comme secondaires et leur installation n'intervient qu'au dernier moment ce qui ne garantit pas l'attention nécessaire à leur bonne installation (Van Lund et al., 1999). Cela peut conduire à la présence de problèmes futurs du joint et d'un besoin accru de maintenance.

Les problèmes d'installation les plus rencontrés sont les suivants :

- Consolidation inadéquate du béton autour du MBJS, incluant les poutres d'extrémité et les boîtes de support
- Utilisation d'un béton de faible qualité ou de faible résistance dans le support, particulièrement lorsqu'un béton « *high slump* » est utilisé pour une meilleure maniabilité
- Béton coulé dans les boîtes de support
- Réglage d'ouverture non approprié à la température de l'installation
- Mauvaise installation du scellement
- Mauvais assemblage du MBJS
- Découpage du renforcement du tablier au support
- Mauvaise rencontre entre le profilé du tablier et celui du MBJS
- Protection inadéquate du MBJS envers les véhicule de chantier
- Mouvement du MBJS restreint durant la cure du béton

La plupart de ces problèmes peuvent être réduits ou éliminés par l'application, par exemple, d'une procédure d'installation détaillée et par la supervision de l'installation par le fabriquant.

2.2.5 Les composants métalliques

Cette section porte sur les performances en fatigue des composantes en acier et sur leurs connexions.

Tous les composants métalliques doivent être conçus en fatigue selon le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997). La résistance en fatigue, plutôt que la résistance ultime gouverne le design d'un MBSJ (voir chapitre 3). Tous les composants doivent aussi posséder leur propre résistance à la corrosion.

Les composants structuraux des MBSJ sont en acier ordinaire avec des détails soudés ou boulonnés. Les propriétés des matériaux ou la qualité des soudures ne sont pas des problèmes particuliers, puisque la résistance à la fatigue est considérée comme indépendante du type ou du niveau de résistance de l'acier structural.

Les contraintes appliquées sont le facteur de performance le plus critique pour la résistance à la fatigue d'un MBSJ. L'intervalle de contrainte (*stress range*) est déterminé pour une charge nominale donnée, par le module de section et la portée de la poutre centrale ou de la barre de support. La plupart des fabricants choisissent une section de poutre centrale avec le module de section le plus grand, tout en respectant les restrictions de largeur et de hauteur pour le profilé. Comme la section est la même, le facteur affectant la résistance à la fatigue est la portée de la poutre centrale. Les manufacturiers choisissent la plus grande portée pour réduire le nombre de boîte de support et donc les coûts. Cependant, le moment et donc les contraintes dans la poutre augmentent en proportion avec l'allongement de la portée. En plus d'augmenter le moment, les portées de poutre centrale de plus de 1 220 mm ont un facteur d'impact plus important (amplification dynamique) (Tschemmerneegg et al., 1979). A cause de ces effets divers, des spécifications ont été élaborées en Europe (Tschemmerneegg, 1991) pour limiter la portée des poutres centrale à 1 220 mm.

Les joints d'expansion sont conçus d'après l'AASHTO *standard Specifications for Highway Bridges* (AASHTO, 1998). Des ruptures par fatigue dans l'état de Washington

ainsi que sur le Burlington Bay Skyway sur la Queen Elizabeth Way en Ontario se sont produites après un court temps d'exploitation (moins de cinq ans). Si la rupture au niveau de la connexion a été causée par un chasse-neige, des fissures au niveau des connexions soudées indiquent la présence d'une rupture progressive par fatigue. Des analyses statiques utilisant des charges de service ne permet pas d'assurer une longue vie en service. Le problème d'une rupture progressive par fatigue ne peut pas être résolu en choisissant de plus grandes charges ou en augmentant les facteurs d'impact sans considérer les effets des dommages cumulatifs causés par la fatigue.

2.2.5.1 Connexions soudées pleine pénétration

Il existe trois modes de fissurations pour les connexions soudées pleine pénétration poutre centrale / barre de support. Lors du design, les trois fissurations possibles doivent être prises en compte et chaque mode rupture demande un calcul de contrainte différent. Les trois modes de rupture sont décrits dans la Section 6.3.1.

2.2.5.2 Connexions boulonnées poutre centrale/barres de support

Le détail le plus exposé est la connexion poutre centrale / barre de support. Des problèmes au niveau des détails soudés et boulonnés existent (Dahir et Mellott, 1987). Une connexion soudée pleine pénétration doit être de catégorie C (voir section 3.2), alors qu'une connexion soudée partiellement ne peut atteindre cette catégorie de résistance à la fatigue. Les connexions boulonnées ont été utilisées pour les MBJS à simple barre de support. Ces connexions sont classées dans la catégorie D de l'*AASHTO bridge specifications*. Comme dans toute construction, plus d'un boulon doit être utilisé dans le boulonnage de la connexion. De nombreuses défaillances se sont produites dans un MBJS dont les connexions poutre centrale / barre de support étaient réalisées par un seul boulon (Michie et al., 1992).

Les connexions boulonnées dans les MBJS à simple barre de support possèdent un étrier à travers lequel la barre de support peut coulisser (voir figure 27). Il est difficile de

déterminer quelle fraction de la force de réaction verticale au niveau de la barre de support est reprise par l'étrier, et quelle fraction passe directement par l'appui. Il est évident que l'étrier reprend la totalité de la charge en traction. Aucun problème particulier n'a été noté avec ces étriers.

2.2.5.3 Les assemblages

Les assemblages de poutres centrales et de poutres de rive soudés sur site sont sensibles à la fatigue. Dans les nouvelles constructions, il est possible de faire des soudures pleine pénétration sur le site avant que le joint ne soit inséré dans le bloc. Cependant, dans le cas d'une reconstruction, le joint ne peut être assemblé qu'une fois installé, il est alors impossible d'obtenir une soudure pleine pénétration à cause des difficultés d'accès. Ainsi, les joints avec soudure « pénétration partielle » sont souvent utilisés même si leur résistance en fatigue est plus faible.

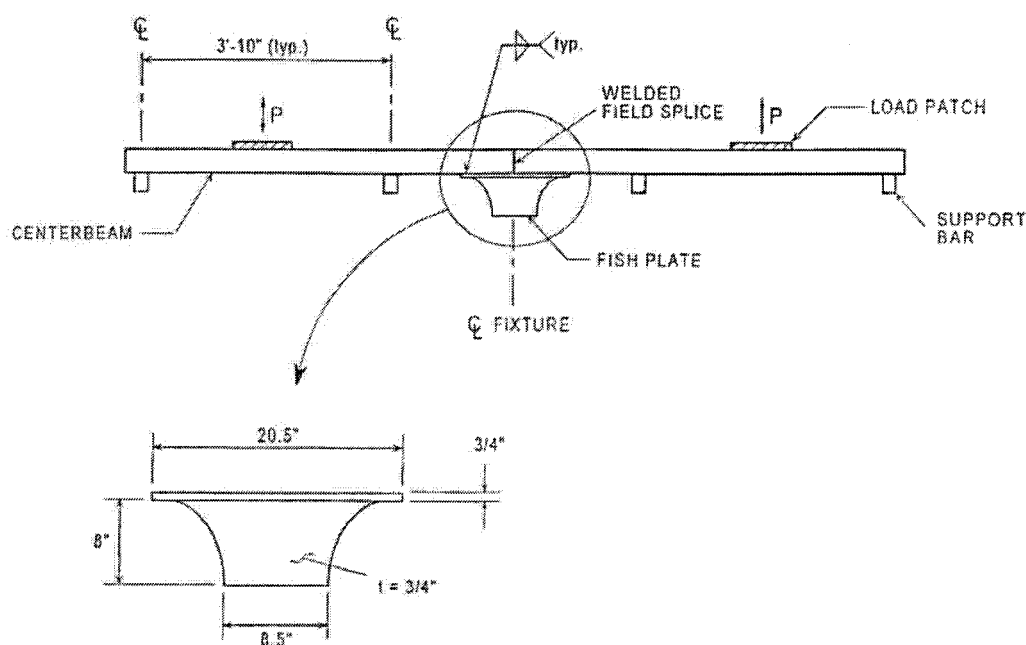


Figure 25 Détail d'un assemblage de type « fish-plate »
(Source : Adaptation de Dexter et al., 1997)

Les assemblages supplémentaires utilisés pour lier les poutres centrales augmentent le moment d'inertie à la jointure ce qui diminue l'intervalle de contrainte à ce niveau (voir figure 25). Cependant, les extrémités de ces assemblages soudés peuvent créer des conditions plus défavorables que celles créées par une jointure soudée.

Il existe plusieurs types d'assemblages boulonnés (voir figure 26). Les assemblages boulonnés ont été utilisés avec succès, et aucune fissure n'a été enregistrée. Les assemblages par plats boulonnés se comportent comme des articulations, et ne reprennent donc pas les moments fléchissants. Ainsi, ces détails ne subissent que de faibles contraintes de cisaillement et n'ont pas besoin d'être conçus pour résister à la fatigue. Cependant, l'articulation crée de plus grands moments dans les connexions de barres de support. Ainsi, pour réduire les contraintes dans ces connexions, il est nécessaire de réduire la portée de la poutre centrale.

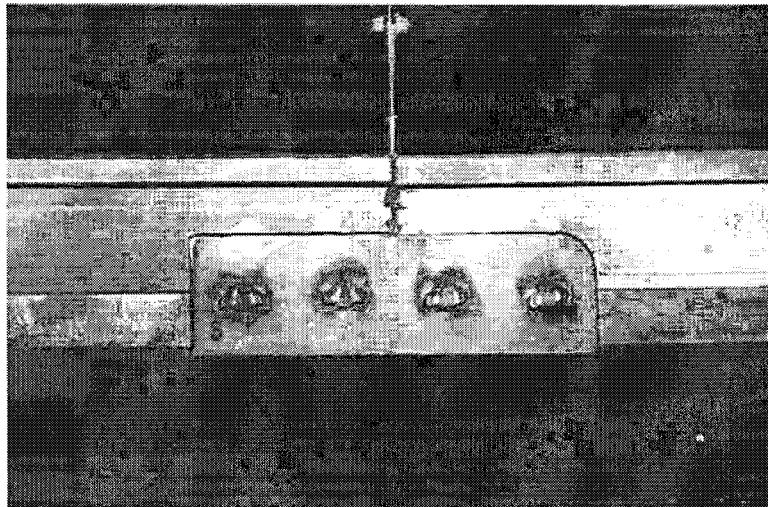


Figure 26 Assemblage par plats boulonnés
(Source : Dexter et al., 1997)

Des plats minces coulissants en acier inoxydable sont parfois soudés sur les barres de support (figure 27). La résistance de ces plats est de catégorie E d'après le *AASHTO bridge design specification* (AASHTO, 1998). Cependant aucun problème de fatigue n'a

été signalé, peut-être à cause des contraintes dans les barres de support qui sont plus faibles à l'extrémité des plats qu'aux connexions qui gouvernent le design à la fatigue. Il est ainsi possible que la résistance à la fatigue de ce type de plat soit plus grande que celle d'un plat de couverture conventionnel, à cause de sa faible épaisseur. Pour des raisons économiques, ces plats sont souvent fixés avec des adhésifs. L'interface d'adhésif n'affecte pas la résistance à la fatigue de la barre de support et permet d'obtenir un meilleur comportement qu'un détail soudé. Cependant, un fabricant a rencontré des problèmes sur le long terme avec un adhésif, c'est pourquoi de plus en plus d'agences demandent la soudure des plats en acier inoxydable aux barres de support (Dexter et al., 1997).



Figure 27 Plats coulissants en acier inoxydable
(Source : Dexter et al., 1997)

Un assemblage typique soudé (voir figure 28) sur les cotés de la barre de support reprend les efforts des ressorts horizontaux d'équidistance. Comme les extrémités des plats coulissants, ces assemblages ne sont que peu concernés par les contraintes dues au moment dans la barre de support parce que l'intervalle de contrainte dans ces détails est très faible. De plus, il existe des charges fléchissantes dans l'assemblage lui-même. Les ressorts d'équidistance reprennent une partie de la charge horizontale, particulièrement dans les systèmes à simple barre de support. La charge horizontale

est alors transférée par friction aux appuis et aux ressorts des connexions des poutres centrales. Cependant, le comportement dynamique du MBSJ influence ce transfert de charge, il est donc difficile de quantifier la charge dans ces assemblages. Comme aucun problème de fissuration de ces assemblages ou d'usure des ressorts n'a été enregistré, ces détails n'ont pas besoin d'être conçus pour résister à la fatigue.

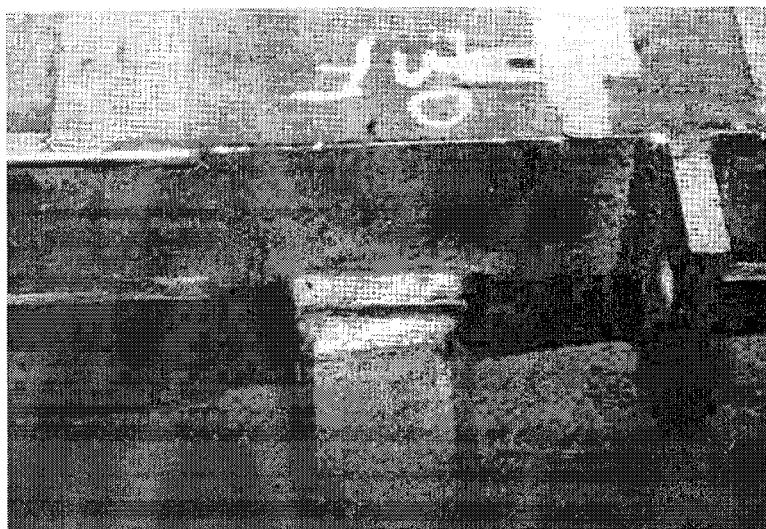


Figure 28 Assemblage soudé typique à une barre de support
(Source : Dexter et al., 1997)

Les soudures pour les assemblages temporaires sur les poutres centrales ou les barres de support lors de l'assemblage peuvent créer des points chauds qui seront sensibles à la fissuration par fatigue. Ainsi, certaines agences ne permettent plus ces soudures temporaires (Dexter et al., 1997). Cependant, cette interdiction n'est pas toujours nécessaire lorsque ces détails sont enlevés et que la surface est rendue lisse. Dans ce cas, il n'y aura pas d'effets résiduels sur la vie en fatigue.

2.2.5.4 MJS avec détails en Aluminium

La résistance en fatigue de détails en aluminium est d'à peu près $1/3$ de celle d'un même détail réalisé en acier. Aucune spécification ne permet l'utilisation d'aluminium

dans des MBJS. D'après plusieurs rapports (Dahir, 1985), les joints fabriqués avec de l'aluminium ont plus de problèmes que les joints en acier. Par exemple, les joints en aluminium sont plus sensibles aux chocs avec les lames en acier des chasse-neige. De plus, à cause des coefficients d'expansion thermique différents entre le béton et l'aluminium, des problèmes d'éclatement ou de fissuration peuvent se produire à l'interface entre les deux matériaux. Ce problème est moins prononcé pour les joints en acier à cause du coefficient sensiblement identique entre les deux matériaux.

Frederick (Frederick, 1984), en 1984 a trouvé que les joints avec de l'aluminium étaient sensibles aux dommages dus aux chasse-neige. Ce type de dommage augmente la possibilité de fuites et diminue l'espérance de vie du joint.

2.2.5.5 Les contraintes résiduelles

Les contraintes résiduelles sont un facteur important dans la résistance en fatigue des MBJS. Ces contraintes sont dues aux contraintes initiales résiduelles dans les barres causées lors des processus de fabrication. De plus, ces contraintes peuvent être causées par les soudures. La présence de contrainte de tension résiduelle signifie que des charges de compression cyclique peuvent causer des fissurations par fatigue en créant une fluctuation locale dans la contrainte de tension résiduelle. Un mauvais alignement initial ou une mauvaise rectitude des poutres centrales peut conduire à un blocage des forces et moments résiduels si les poutres centrales sont forcées pour être montées. Dans des cas de défaillance de MBJS, la poutre centrale peut se soulever au dessus du niveau de la route après la rupture d'une connexion. Cela montre la présence de forces bloquées dans les poutres centrales.

2.2.6 Les composants en élastomère

Les composants en élastomère d'un MBJS sont les ressorts et les appuis qui tiennent les barres de support, les scellements qui permettent le mouvement de la

superstructure, et aussi les ressorts de contrôle qui tiennent les poutres centrales à égales distances.

2.2.6.1 Les ressorts et les appuis

Les ressorts et les appuis sont installés au dessus et en dessous des barres de support. Ils tiennent les barres de support en place et fournissent la surface sur laquelle les barres de support peuvent coulisser pour reprendre le mouvement de la superstructure. La faible rigidité et le haut niveau d'amortissement des ressorts et appuis permettent de réduire la force d'impact du trafic ainsi que le bruit causé par le contact métallique.

Les problèmes rencontrés sont les suivants :

- Détérioration du matériau due aux conditions environnementales
- Fluage excessif ou fissuration sous charges de service
- Perte de capacité de coulissage
- L'appui peut être délogé ou déplacé.

2.2.6.2 Garniture

Les garnitures en élastomère sont conçus pour reprendre le mouvement d'un MBJS en se repliant selon des articulations préformées tout en protégeant la structure du pont des eaux de drainage, par son étanchéité (voir figure 29).

Ils sont généralement constitués de néoprène, même si le caoutchouc naturel ou le polyuréthane peuvent être utilisés si des températures très basses sont possibles.

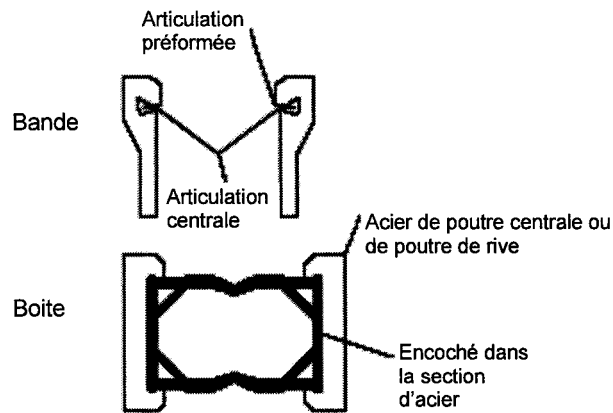


Figure 29 Garnitures en élastomère utilisées dans les MBJS
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

Plusieurs causes de défaillance sont possibles :

- La garniture se détache de la poutre centrale ou de la poutre de rive.
- Défaillance des raccords de la garniture
- Flambement de la garniture
- Fissuration ou déchirure de la garniture dues à l'abrasion due aux débris et au trafic
- Dégradation due à l'environnement et aux dommages dus aux chasse-neige

2.2.6.3 Appareils d'équidistance

Les appareils d'équidistance sont des ressorts de contrôle en élastomère utilisés pour garder l'ouverture entre les poutres centrales et les poutres de rive relativement égale. Cela permet un chargement plus uniforme sur le joint. La défaillance d'un de ces systèmes entraîne des ouvertures inégales, dont la première conséquence est la perte d'étanchéité du joint suite au délogement de la garniture. Une autre conséquence de cette distribution inégale de l'ouverture des cellules est de surcharger certains éléments du joint. Par exemple, des scellements peuvent être sur-étirés, et les excès de chargement peuvent conduire à des défaillances dans des éléments du MBJS comme les appuis, les supports ou les connections poutre centrale / barres de support.

Les problèmes rencontrés sont les suivants :

- Fluage excessif
- Fissuration ou déchirement
- Détérioration due aux conditions environnementales
- Attachement inadéquat au MBS
- L'appareil est délogé ou déplacé

La figure suivante montre un ressort de contrôle détérioré en Oregon.

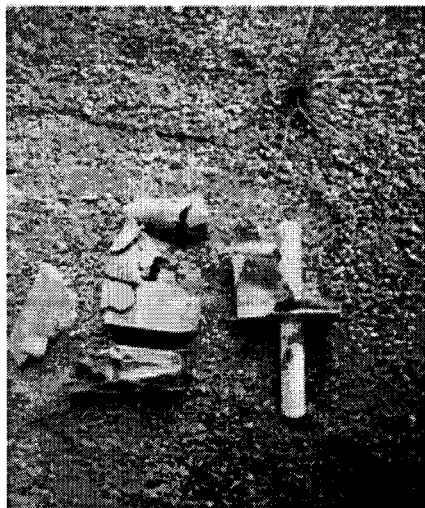


Figure 30 Ressort de contrôle détérioré
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

2.2.6.4 Le système d'ancrage

Le système d'ancrage lie le MBS au tablier du pont et/ou aux culées. La plupart des défaillances sont les suivantes :

- Choc entre un chasse-neige et une poutre de rive
- Mauvaise consolidation du béton autour de la poutre de rive et de l'ancrage
- Mouvement de la poutre de rive alors que le béton support est toujours plastique

- Mauvaise qualité du béton
- Béton détérioré

2.2.7 Trafic et dommage dû aux chasse-neige

La plupart des dommages a lieu au niveau des passages de roues du trafic. Les dommages sont plus importants dans la voie où le trafic est le plus important. De plus, des vibrations dues aux résonances du trafic peuvent se produire, entraînant des problèmes de pertes de boulons et d'écrous. Il peut être nécessaire d'utiliser des boulons « Haute Résistance ».

Le trafic peut aussi être à l'origine de l'orniérage du bloc, surtout si le matériau est de faible résistance comme de l'asphalte ou du béton élastomère. En effet, ce matériau s'use plus vite que le MBJS, il est donc nécessaire d'effectuer un travail de maintenance. De plus, si la poutre de rive dépasse de la surface de roulement, il y a des chances pour qu'un chasse-neige vienne heurter le profilé. La réparation et la maintenance des orniérages ont montré une amélioration des performances des MBJS (Weisgerber et al., 1987).

Enfin, un MBJS disposé en biais a plus de chance d'être endommagé par un chasse-neige compte tenu de l'angle de la lame du chasse neige qui est généralement de 30 degrés. Il est donc nécessaire d'avoir un angle de biais inférieur à 20 degrés. Au Québec, des plaques de charrue sont utilisées pour guider la lame en la surélevant lors du passage du chasse-neige afin d'éviter tout contact avec les poutres centrales ou les poutres de rive.

2.2.8 Maintenance

Les MBJS ne devraient pas réclamer de services, d'inspections, ou de maintenance pendant leur vie en service. Cependant, la complexité de ces systèmes fait qu'une

maintenance est nécessaire. Ainsi, une inspection tous les deux ans ou lorsque le pont est inspecté est demandée.

Les trois facteurs majeurs empêchant une bonne inspection sont :

- Un coût élevé
- Des accès limités
- Un manque de compréhension technique de la part des ingénieurs et du personnel de maintenance.

L'inspection doit se faire selon le système d'évaluation du Transportation Research Record 1118 (Price, 1984). Si un problème est découvert, il faut le résoudre rapidement, car l'inter-relation des composants transforme une défaillance mineure en un problème sérieux.

2.3 Conclusions

Suite aux recommandations du programme de recherche réalisé par l'AASHTO (Rapport NCHRP 402 et 467), les nouvelles normes et exigences reliées aux joints modulaires, sont beaucoup plus sévères et explicites que celles des précédentes éditions. Désormais, dans la majorité des cas, les joints modulaires doivent satisfaire des exigences accrues en termes de résistance à la fatigue. Par ailleurs, un nombre croissant de propriétaires demande à ce que la satisfaction des exigences sur la résistance en fatigue soit démontrée, comme c'est le cas pour le joint modulaire Z-Tech dans les chapitres 5, 6, 7 et 8.

CHAPITRE 3

FATIGUE DES JOINTS

Ce chapitre introduit le problème de la fatigue pour les joints modulaires au niveau des composantes structurales du joint et de leurs connexions, fait un historique des recherches sur ce sujet, puis explique les règles de calcul et les recommandations pour le design d'un tel joint à la fatigue à partir du rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997).

3.1 Généralités

3.1.1 Définition

Le trafic de camions crée une répétition de contraintes dans la structure d'un pont qui restent inférieure à la résistance du matériau. Cependant, une discontinuité dans la géométrie du métal de base peut entraîner une augmentation locale de la contrainte, et même si cette contrainte est intermittente, la répétition de cette contrainte un grand nombre de fois va conduire à une accumulation des dommages, des fissures vont alors se produire et se propager pouvant mener à la rupture.

Ce mécanisme de rupture qui consiste en la formation et le développement de fissures sous l'action de contraintes répétées qui isolées, ne peuvent conduire à une rupture, est appelé fatigue (Gurney, 1992).

3.1.2 Influence de la résistance du matériau de base

La résistance à la fatigue d'un composant non soudé augmente avec la résistance en tension du matériau de base. Cependant, si un acier à haute résistance est utilisé dans des composants soudés, la résistance à la fatigue n'augmente pas. La figure 31 compare les résistances en fatigue de spécimens plein, troué et soudé.

Cette différence de comportement vient du fait que dans un matériau non soudé, les fissures se forment en premier avant qu'elles puissent se propager et causer la rupture, alors que dans le cas d'un détail soudé, les fissures existent déjà et peuvent ainsi se propager tout de suite. Le taux de propagation d'une fissure ne varie pas significativement avec la résistance en tension. Ainsi, la résistance en fatigue de connexions soudées est indépendante de l'acier utilisé (Gurney, 1992).

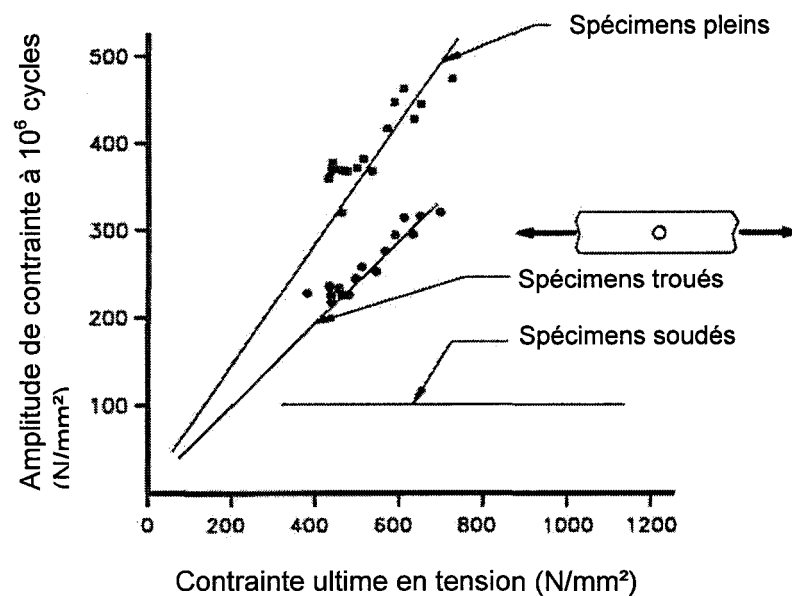


Figure 31 Comparaison du comportement en fatigue d'un matériau soudé et non soudé
(Source : Adaptation de Barker, 1997)

3.1.3 Influence des contraintes résiduelles

En général, les connexions soudées ne sont pas stabilisées, il est donc possible que des contraintes résiduelles σ_r existent quelque part dans la connexion. Si un cycle de contrainte avec un intervalle S est appliqué, l'intervalle de contrainte réel variera de σ_r à $\sigma_r \pm S$, avec un intervalle de contrainte de S . Il est donc possible de décrire le comportement à la fatigue d'une connexion soudée en terme d'intervalle de contrainte

sans connaître les valeurs minimum et maximum réelle. Dans l'*AASHTO LRFD Bridge Specifications* (AASHTO, 1994), les contraintes résiduelles ne sont pas considérées.

3.2 Catégories de détail

Les composants et les détails dont les charges appliquées induisent la fatigue sont groupés en huit catégories selon leur résistance à la fatigue selon les normes de l'AASHTO. À chaque catégorie correspond une lettre, le A étant la catégorie la plus performante et le E' la moins performante. Les catégories A et B sont pour les membrures et les connexions soudées dans des membrures n'ayant pas d'assemblages. La catégorie C convient aux assemblages soudés. Les catégories D et E sont assignées aux assemblages soudés partiellement.

3.3 Détermination de la résistance à la fatigue

La résistance à la fatigue n'est pas une constante du matériau comme la résistance à l'écoulement ou le module d'élasticité. La résistance à la fatigue ne peut être déterminée qu'expérimentalement. La plupart des problèmes de concentration de contraintes dues aux discontinuités géométriques et métallurgiques sont associés aux connexions soudées.

La procédure suivie pour chaque connexion soudée est de soumettre une série de spécimens identiques à un intervalle de contrainte S qui est inférieur à la contrainte d'écoulement du métal de base, et de répéter cet intervalle de contrainte pendant N cycles jusqu'à la défaillance de la connexion.

Pour un intervalle de contrainte plus petit, le nombre de cycles pour atteindre la rupture est plus grand. Les résultats de ces tests sont placés sur une courbe logarithmique $S-N$ (voir figure 32). Pour n'importe quel point sur la courbe, la valeur de la contrainte est la résistance à la fatigue et le nombre de cycles est la vie à la fatigue à ce niveau de contrainte. Il est à noter que lorsque l'intervalle de contrainte est inférieur à une valeur particulière, un nombre illimité de cycles de contrainte peut être appliqué sans causer

de rupture. Cette contrainte limite est le CAFL (*Constant Amplitude Fatigue Limit*) appelée aussi la limite en fatigue ou la limite d'endurance du détail testé.

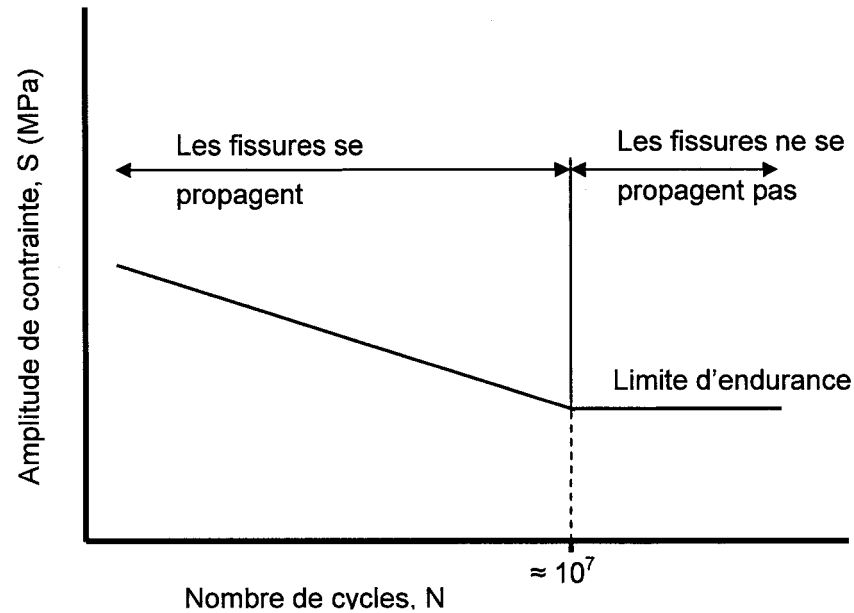


Figure 32 Courbe S-N typique
(Source : Adaptation de Barker, 1997)

La résistance à la fatigue est divisée en deux types de comportement, un qui donne une vie infinie et l'autre qui donne une vie finie. Si l'intervalle de contrainte en tension est inférieur à la limite d'endurance, des cycles additionnels de chargement ne conduiront pas à la propagation des fissures de fatigue et le détail aura une vie infinie. Si l'intervalle de contrainte en tension est supérieur à ce seuil, les fissures de fatigue peuvent se propager et le détail a une vie finie. Ce concept général de résistance à la fatigue est exprimé dans l'AASHTO LRFD 1998 (AASHTO, 1998) par :

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{1/3} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} \quad (3.1)$$

Où :

| | |
|---------------------|--|
| $(\Delta F)_n$ = | résistance nominale à la fatigue (MPa) |
| A = | constante de la catégorie |
| N = | nombre de cycles d'intervalle de contrainte |
| $(\Delta F)_{TH}$ = | contrainte du seuil de fatigue à amplitude constante |

Les courbes S-N pour toutes les catégories sont obtenues par l'équation précédente et sont représentées dans la figure 33.

Dans la zone de vie finie des courbes S-N, l'effet d'un changement de l'intervalle de contrainte sur le nombre de cycles à la rupture peut être obtenu en résolvant :

$$N = \frac{A}{(\Delta F)_n^3} \quad (3.2)$$

Ainsi, si l'intervalle de contrainte est diminué de moitié, le nombre de cycles pour atteindre la rupture est multiplié par huit.

3.3.1 Comparaison entre l'AASHTO et l'Eurocode

L'AASHTO LRFD et l'Eurocode utilisent l'intervalle de contrainte efficace pour caractériser un chargement d'amplitude variable. Il est donc utile de comparer l'Eurocode et l'AASHTO au niveau des spécifications pour la fatigue.

Il existe de grandes différences au niveau des procédures qui concernent la fatigue par amplitude variable sur le long terme. Cependant, les deux procédures conduisent au même design pour les mêmes charges. Il y a une grande différence sur la définition et l'utilisation du CAFL (*Constant Amplitude Fatigue Limit*). Le CAFL qui est aussi appelé seuil de fatigue, est l'intervalle de contrainte le plus grand pour lequel tous les tests de fatigue ont été terminés sans observer de fissures.

La méthode LRFD (*Load and Resistance factor design for steel American institute of steel construction*) *Load and Resistance factor design* a été développé par Galambos et Ravindra à l'Université Washington à Saint Louis, Missouri.

Pour l'AASHTO, le CAFL a été défini en combinant des tests à grande échelle avec des analyses de fractures.

La partie supérieure de la courbe est seulement utilisée lorsque le nombre de cycles attendu est plus petit que le nombre de cycles correspondant au CAFL. On est alors dans une zone de vie finie. Pour des raisons économiques, la plupart des essais de fatigue sont effectués à intervalle de contrainte élevé, correspondant à un nombre de cycle inférieur à 1 million de cycles. Ainsi, la zone vie finie de la courbe S-N est utilisée pour certains détails.

La relation entre les intervalles de contrainte et le nombre de cycle dans la zone de vie finie est donnée par :

$$N = \frac{A}{S_{\text{reff}}^3} \quad (3.3)$$

Où :

N = nombre de cycles

A = constante du détail, présenté dans le tableau VII comme une fonction de la catégorie du détail

S_{reff} = intervalle de contrainte effectif nominal pour le détail considéré (MPa)

Le tableau III donne les valeurs de la constante A suivant la catégorie du détail.

Tableau III

Constante A de la catégorie du détail
(Source : Adaptation de Dexter et al., 1997)

| Catégorie du détail | Constante A (unités impériales) | Constante A (N /mm ²) ³ |
|---------------------|------------------------------------|---|
| B | $120,0 \times 10^8$ | $3\,930 \times 10^9$ |
| C et C' | $44,0 \times 10^8$ | $1\,440 \times 10^9$ |
| D | $22,0 \times 10^8$ | 721×10^9 |
| E | $11,0 \times 10^8$ | 361×10^9 |

La figure 36 présente les courbes S-N pour les catégories de l'AASHTO (AAHSTO LRFD, 1998).

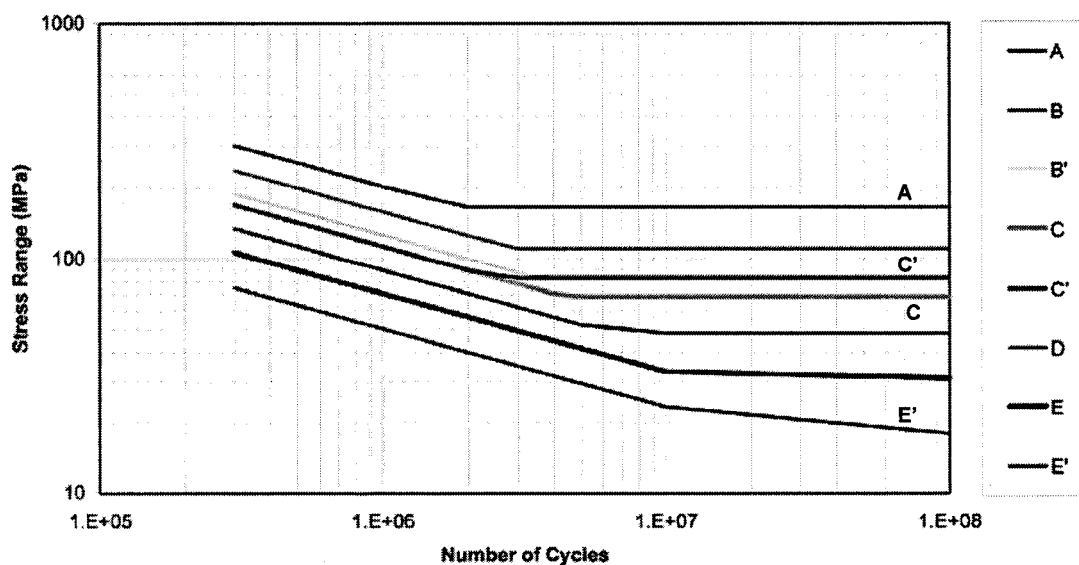


Figure 33 Courbes S-N de l' AASHTO LRFD (1998) Bridge Design Code
(Source : Adaptation du AASHTO LRFD Bridge Design Code, 1998)

Dans l'Eurocode, le CAFL est situé à 5 millions de cycles indépendamment de la catégorie. Les courbes S-N de l'Eurocode ont un changement dans la pente au dessous du CAFL avec une coupure à 100 millions de cycles (voir figure 34). Les courbes S-N de l'Eurocode suivent l'équation :

$$N = \frac{A}{\Delta\sigma^m} \quad (3.4)$$

Où :

N = nombre de cycles

A = Constante du détail, présenté dans le tableau III comme une fonction de la catégorie du détail

m = variable dépendant du nombre de cycles

$\Delta\sigma$ = intervalle de contrainte effectif nominal pour le détail considéré (MPa)

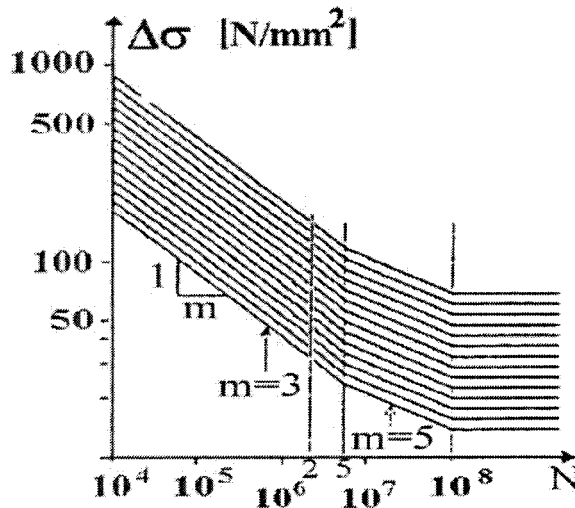


Figure 34 Courbes S-N selon l'Eurocode
(Source : Adaptation de l'Eurocode 3, 1993)

Cependant, ces deux approches sont basées sur des données expérimentales, les résultats de design obtenus pour les mêmes charges sont donc semblables. Par exemple, avec l'Eurocode et en considérant un détail de classe 90 (AASHTO catégorie C), l'intervalle de contrainte effectif devrait être juste en dessous de la résistance à la fatigue à 100 millions de cycles, qui est de 40 MPa. Les spécifications de design à la fatigue du LRFD, comparent l'intervalle de contrainte effectif avec la moitié du CAFL. Le CAFL pour la catégorie C de l'AASHTO est de 70 MPa, ainsi l'intervalle de contrainte effectif doit être inférieur à 35MPa.

Il existe donc une correspondance approximative entre les deux approches, cependant, l'approche vie infinie de l'AASHTO est légèrement plus conservative (Dexter et al., 1997).

Dans les deux cas, les courbes S-N devraient être utilisées dans le cas d'essais dont l'historique des contraintes est à amplitude constante. En réalité, les détails dans une structure de pont sont soumis à des amplitudes variables, les ingénieurs appliquent alors une règle d'accumulation des dommages (voir section 3.4.7) pour prendre en compte les variations des intervalles de contrainte en fonction de l'historique.

3.4 Application au design en fatigue des MBJS

3.4.1 Introduction

Les installations de joints modulaires sont sollicitées par des millions de cycles de charges dynamiques engendrées par le trafic lourd. Ainsi, leur calcul structural est généralement gouverné par le calcul en fatigue et très rarement par le calcul sous charge ultime. Cependant, jusqu'à tout récemment, il n'existait pas de lignes directrices explicites pour le calcul de ces structures en fatigue. De plus, plusieurs détails de fabrication et de connexions sont particuliers aux joints modulaires et l'analogie entre ces détails et ceux utilisés dans les structures plus courantes n'est pas toujours évidente, ni valable. Ce manque de spécifications et de directives dans un marché basé sur la politique du plus bas soumissionnaire a conduit à une réduction importante des facteurs de sécurité des joints modulaires.

Chaque détail critique possède une résistance caractéristique à la fatigue qui est fonction de l'intervalle de chargement, du nombre de cycles du chargement, de la géométrie, du type de connexion et des propriétés des matériaux. Contrairement aux scellements, aux appuis, aux ressorts et à d'autres parties non métalliques qui restent en état de service, la connexion entre la poutre centrale et la barre de support contrôle la vie en fatigue.

Le seul chargement significatif sur un MBJS est la charge vive due au trafic. L'impact des pneus est repris directement par les composants du MBJS. Cela implique que de plus grandes charges locales dynamiques que celles utilisées pour le design du pont doivent être prises en compte pour concevoir les MBJS. De plus, les forces horizontales exercées par les pneus doivent être prises en considération. Ces forces horizontales sont causées par le freinage ou l'accélération, par la pente longitudinale de la route, le frottement de roulement des pneus et la force de propulsion du véhicule.

3.4.2 Revue des recherches

Ce manque de spécifications est responsable de nombreuses défaillances prématurées de MBJS dues à la fatigue (Burke, 1989). Le constat a alors été fait que beaucoup de ces défaillances prématurées pourraient être évitées par des spécifications adéquates de design à la fatigue et n'entraînant qu'une faible augmentation de coût.

Tschemmernegg et collaborateurs (1992) ont été les premiers à développer une méthode de design aux états limites de fatigue. Les charges exercées sur le joint par le trafic pour le design en fatigue ont été déterminées après des tests sur plusieurs ponts en Europe. Les effets de l'accélération et du freinage des véhicules sont pris en compte dans la charge verticale. Les contraintes sont alors calculées en utilisant ces charges, aux endroits critiques. L'intervalle de contrainte maximum calculé est comparé au niveau d'endurance théorique obtenu par les courbes S-N développées à partir de résultats expérimentaux. Les composantes d'un joint d'expansion doivent pouvoir résister à plus de 100 millions de cycles (voir section 3.4.4 pour le calcul de cycles) sans apparition de fissures, ce qui équivaut à une vie infinie.

Cependant, la méthode de Tschemmernegg et collaborateurs est mise en doute. En effet, Koster (1986) montre que la déformation élastique du système affecte la distribution de contrainte ainsi que le potentiel de fatigue. Il assure aussi que la déformabilité du joint est nécessaire car elle permet à la charge de se disperser ce qui réduit la contrainte de fatigue. Cependant, la déformation élastique et la distribution de

contrainte peuvent ne pas se produire étant donné la très courte durée du chargement par les roues.

Des mesures effectuées sur un joint modulaire sur un pont en Ontario (Argawal, 1991) montrent que les charges et le spectre de chargement recommandés par Tschernegg et collaborateurs ne seraient pas universellement applicables. En effet, les charges horizontales n'ont pas été détectées et l'intervalle de chargement ainsi que le spectre étaient différents.

Le *Washington State Department of Transportation (WSDOT)* a entrepris dès 1993 des démarches (Van Lund, 1993) pour augmenter la qualité et la durabilité de joints modulaires d'expansion. Premièrement, une spécification a été développée afin d'améliorer la qualité et la durabilité des MBJS. Cette spécification requiert le design à la fatigue et le test des composants du joint à au moins 100 millions de cycles (Van Lund, 1993).

Les joints de dilatation sont sujets à un nombre de sollicitations plus important que d'autres composantes du pont. Le but du WSDOT est que tous les composants de joints modulaires respectent le design en fatigue, ainsi, le département demande que le design et les tests en fatigue soient requis pour tous les joints modulaires.

Cette recherche a permis de donner des informations sur le design en fatigue, sur les tests en fatigue des joints modulaires de dilatation afin de prendre les bonnes décisions pour améliorer la qualité et la durabilité de ces systèmes.

Le projet 12-40 du NCHRP (Dexter et al., 1997) développe des spécifications basées sur les performances et des commentaires pour le design à la fatigue des MBJS. Des tests sur sites ont été effectués à quatre endroits différents pour mesurer la distribution statique de charge et la réponse dynamique des MBJS aux charges des camions. Les charges statiques et les distributions de déformations ont aussi été mesurées en laboratoire en appliquant le chargement à travers un essieu et des pneus de camion. Une charge statique équivalente et une méthode d'analyse structurale ont été

développées et produisent un intervalle de contrainte dans les composantes du MBSJ et dans les connexions égal aux intervalles de contrainte dynamique mesurés sur site. Une procédure pratique de test a ensuite été développée pour déterminer la résistance à la fatigue des détails critiques.

Les résultats du projet 12-40 ont ensuite été publiés dans le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997). Ce rapport résume les spécifications proposées et fournit des informations sur leur exploitation. Une fois adoptées, ces spécifications proposées doivent réduire les fissures de fatigue dans les MBSJ.

3.4.3 Facteurs de performances à la fatigue

Les performances des MBSJ durant ces deux dernières décennies ont été satisfaisantes, mais quelques problèmes de résistance à la fatigue en Europe et aux Etats-Unis se sont produits. Les défaillances par fatigue des MBSJ ont comme origine des mauvais détails de construction et des portées de poutre centrale trop longues.

Les détails les plus critiques en fatigue des MBSJ sont :

- Les connexions poutre centrale/barres de support
- Les autres connexions aux poutres centrales (stabilisateurs horizontaux)
- Jointure et raccord dans la poutre centrale

La première cause est due à l'utilisation d'une connexion soudée à pénétration partielle entre la poutre centrale et sa barre de support au lieu d'une soudure pleine pénétration. Les joints modulaires utilisant un tel type de connexion ont eu des problèmes après quelques années de service. En effet, les soudures à pénétration partielle sont classées dans la catégorie E', selon l'AASHTO. Cela induit une vie en fatigue du détail inférieure à 25% de celle de la connexion soudée pleine pénétration (Catégorie C).

L'autre principale cause de rupture par fatigue vient de la tendance des manufacturiers à augmenter les portées des poutres centrales afin de réduire le coût d'un MBSJ par

réduction du nombre de boîtes de support. Cela conduit à l'augmentation du moment fléchissant dans la connexion et ainsi de l'intervalle de contrainte associé, ainsi qu'à une diminution de la première fréquence naturelle causée par un allongement de la portée. La conséquence est un raccourcissement significatif de la vie en fatigue du MBS.

De plus, les charges agissant sur les MBS ainsi que le comportement dynamique de la structure ne sont connus que depuis quelques années (Dexter et al., 1997), lorsque quelques chercheurs ont commencé à développer une méthode rationnelle pour le design des MBS.

3.4.4 Spectre de chargement et nombre de cycles

Le design en fatigue des détails des MBS est gouverné par l'intervalle de contrainte local qui dépend des charges des essieux de camions.

La charge maximale appliquée à la poutre centrale n'est pas tout à fait proportionnelle à la charge maximale de l'essieu. En effet, les charges sont distribuées par des zones de contact dont la surface augmente avec la charge. Ainsi, malgré l'importante incertitude de la charge maximale de l'essieu, cet effet n'est pas aussi important pour le MBS que pour le design du pont.

La charge et la réponse dynamique sont les facteurs au niveau de la durabilité qui affectent le plus le comportement en fatigue et le design en fatigue des éléments structuraux et des connexions.

Chaque passage d'essieu cause un cycle de charge pour les éléments du tablier du pont. Ainsi, si on considère le spectre d'un camion, cela fait 4,5 essieux ou cycles de chargement (Dexter et al., 1997). La plupart des structures avec un joint modulaire supportent un trafic de camion suffisant pour nécessiter une approche de design en fatigue à vie infinie. Les ponts avec un trafic modéré subissent facilement des millions

de cycles. Par exemple, si on prend un MBSJ avec une espérance de vie de 25 ans et une connexion CB/SB de catégorie C (CAFL est de 70MPa ou 10ksi), il est montré que le débit journalier moyen annuel (DJMA) est de 100 camions par jour si le CAFL est légèrement dépassé. Avec un DJMA si faible, le calcul en vie finie n'est pas à utiliser. De plus, l'incertitude au niveau de nombre d'essieu par camion rend l'approche de design en vie finie difficile, ainsi, l'approche recommandée est celle du design en vie infinie.

L'équation suivante donne le nombre total de cycle que subit un joint suivant le DJMA.

$$N_c = 365 \times y \times N_d \times DJMA_c = 365 \times 25 \times 1.0 \times 100 = 4\,106\,000 \text{ cycles} \quad (3.5)$$

Où :

N_c = nombre total de cycles
 y = durée de vie nominale de 25 ans
 $DJMA$ = débit journalier moyen annuel de camions par voie

D'après l'Eq. (3.3), on a :

$$\Delta F = \left(\frac{A}{N_c} \right)^{1/3} = \left(\frac{1440 \times 10^9}{4106000} \right)^{1/3} = 70.5 \text{ MPa} \geq 70 \text{ MPa}$$

La procédure demande que l'intervalle de contrainte nominal calculé produit par un camion spécifié pour la fatigue soit en dessous de l'intervalle de contrainte permis pour le détail testé. En réalité, les camions supportés par les ponts sont différents, ainsi, le poids propre et l'espacement des essieux diffèrent d'un camion à l'autre. Un spectre d'intervalle de contrainte à amplitude variable peut être représenté par un intervalle de contrainte d'amplitude constante égal à la moyenne cubique de tous les intervalles de contrainte. On détermine ainsi un camion équivalent capable de produire le même dommage cumulé de fatigue qu'une série de camion. Ce camion équivalent simplifie la variété de camion de différents poids et de différents types. La rapport NCHRP 299 (Moses et al., 1987) recommande un camion en fatigue de type HS-15 (voir figure 35)

avec un espacement entre essieux de 9,14 m. Cet espacement entre essieux semble être l'espacement le plus représentatif pour des camions à quatre et cinq essieux responsables de la majorité des dommages sur les ponts. Cependant, les spécifications de l'AASHTO LRFD utilisent un camion HS-20 avec un facteur de charge de fatigue de 0,75 afin de mieux représenter un camion moyen que le camion le plus chargé.

Pour le design des ponts, la représentation des essieux doubles comme un simple essieu est suffisante car la distance entre les essieux tandems est faible (1.2m), cela génère donc un seul cycle de fatigue. Cette simplification ne peut être appliqué au design des MBJS, où chaque essieu crée un cycle.

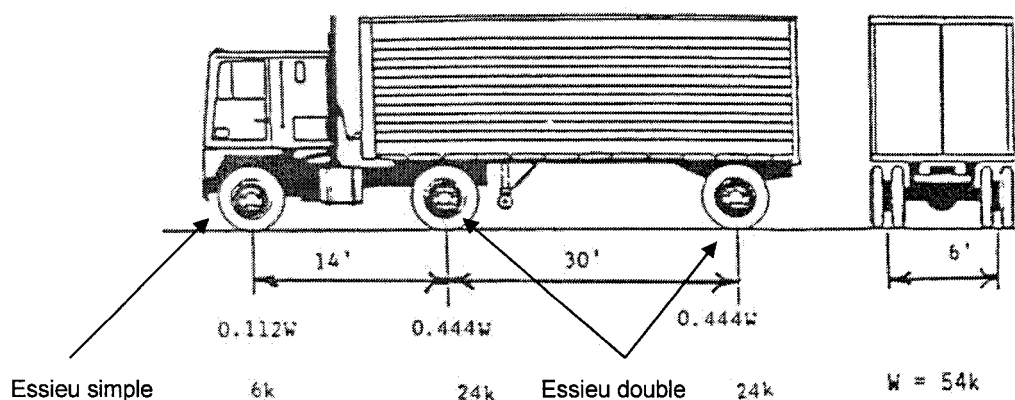


Figure 35 Camion fatigue de type HS 15
(Source : Adaptation de Moses et al., 1987)

Lorsque l'approche en vie infinie est utilisée, le spectre de chargement n'est plus un problème. En effet, le nombre de cycles n'a pas à être prévu précisément. Il est seulement nécessaire d'établir que le nombre total de cycle excède le nombre de cycle associé au CAFL. Il est bien plus simple d'utiliser une approche de vie infinie que de prendre en compte les dommages cumulatifs de la future distribution de charge qui ne sera jamais connue précisément.

Dans le *AASHTO LRFD Bridge Design Code* (AASHTO, 1998) l'intervalle de contrainte pour le design en fatigue est obtenu par une analyse statique où les charges des roues

sont appliquées par patchs. Les patchs augmentent en taille lorsque la charge augmente, ainsi, la pression appliquée sur une surface continue est sensiblement la même qu'une pression de pneu, le patch augmente en longueur lorsque la charge augmente. Ainsi, la surface de poutre centrale couverte par le patch est égale à la largeur de la poutre que multiplie la largeur du patch. Dans le cas idéal où la pression du pneu est constante, la charge dans la poutre centrale est égale à la pression du pneu fois l'aire de la poutre centrale sous le pneu. Cependant, la distribution réelle de la charge du pneu n'est pas aussi simple que l'idéalisation en pression constante. En effet, des espaces sont présents dans la surface de contact avec le pneu entre les poutres du MBJS. Les tailles des patchs de chargement ainsi que la distribution de charge sur les poutres centrales ont été étudiées expérimentalement pour le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997) et sont données dans le chapitre 6.

3.4.5 La réponse dynamique du joint

Les charges de l'essieu sont amplifiées par l'action dynamique du camion et la réponse du système MBJS. La réponse dynamique d'un tel système à une série de camions est très difficile à estimer sans mesure expérimentale.

Lorsque un véhicule passe sur un MBJS, il existe une amplification apparente de la réponse verticale de la poutre centrale qui ne se produit pas lorsque le camion roule lentement. La figure 36 tirée du rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997) montre la réponse dynamique d'un MBJS (Charter Oak Bridge à Hartford, Connecticut) par l'amplification des moments (vertical et horizontal) en fonction du temps au passage d'un camion composé de deux essieux et roulant à 96 km/h. Chaque essieu provoque une réponse dynamique de la part du joint. Plusieurs chercheurs ont mesuré l'amplification dynamique de la réponse d'un MBJS. Dans les *AASHTO LRFD specifications*, un facteur d'impact de 1.75 est recommandé. Ce facteur vient d'une étude des MBJS par Tschemmernege (1991) et inclut l'effet du rebond.

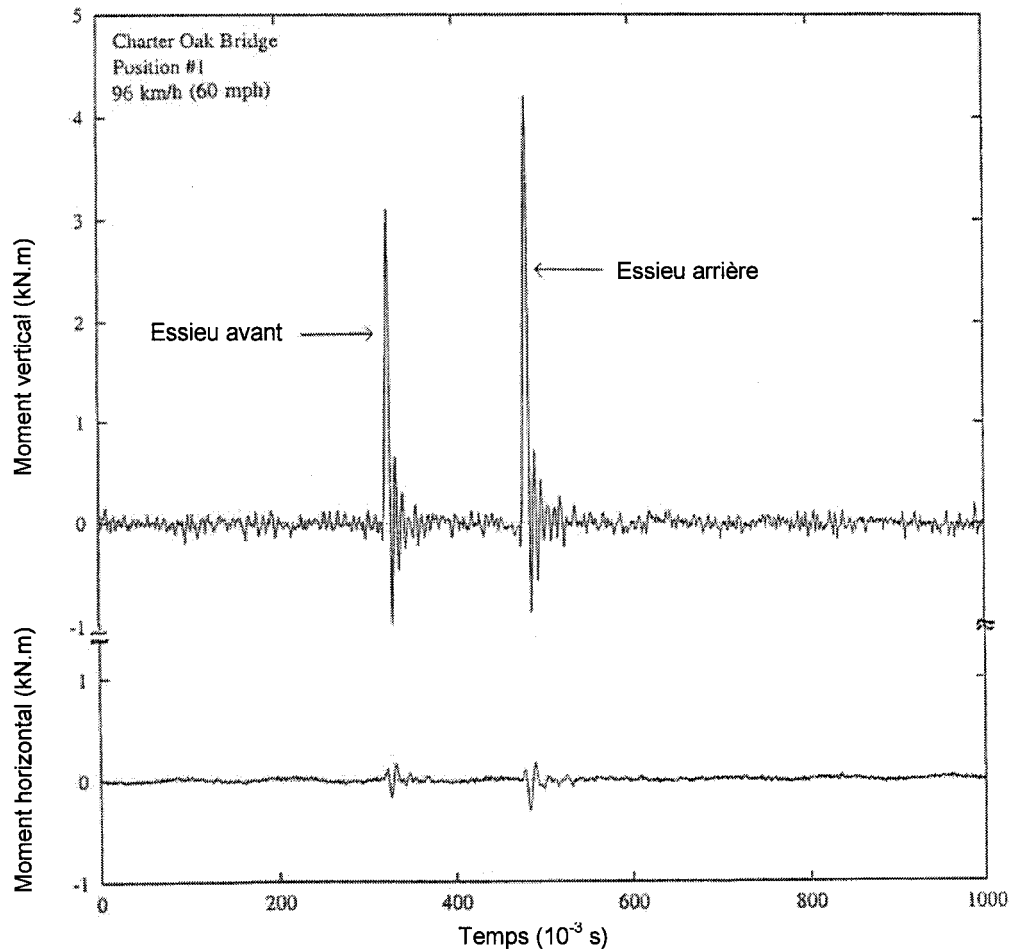


Figure 36 Réponse dynamique des moments au passage d'un camion à deux essieux sur un MBJS
(Source : Adaptation du rapport 402 du NCHRP, 1997)

De la même manière, lorsqu'un véhicule traverse un MBJS à vitesse constante, une réponse dynamique horizontale a lieu. Cela cause alors un intervalle de moment fléchissant horizontal qui conduit à une augmentation de l'intervalle de contrainte dans les détails. Ces forces horizontales appliquées par les véhicules peuvent être encore plus importante lorsque les joints sont situés à des endroits où le trafic ralentit ou accélère (lumières de circulation ou péage). Ainsi, une attention particulière doit être portée lorsque ce cas se produit. La figure 37 illustre ce phénomène, en effet, l'amplification du moment horizontal du MBJS du pont Charter Oak lors du freinage du

camion à deux essieux à partir de 48 km/h est bien plus importante que lors du passage du même camion à 96 km/h (vitesse constante) (voir figure 36).

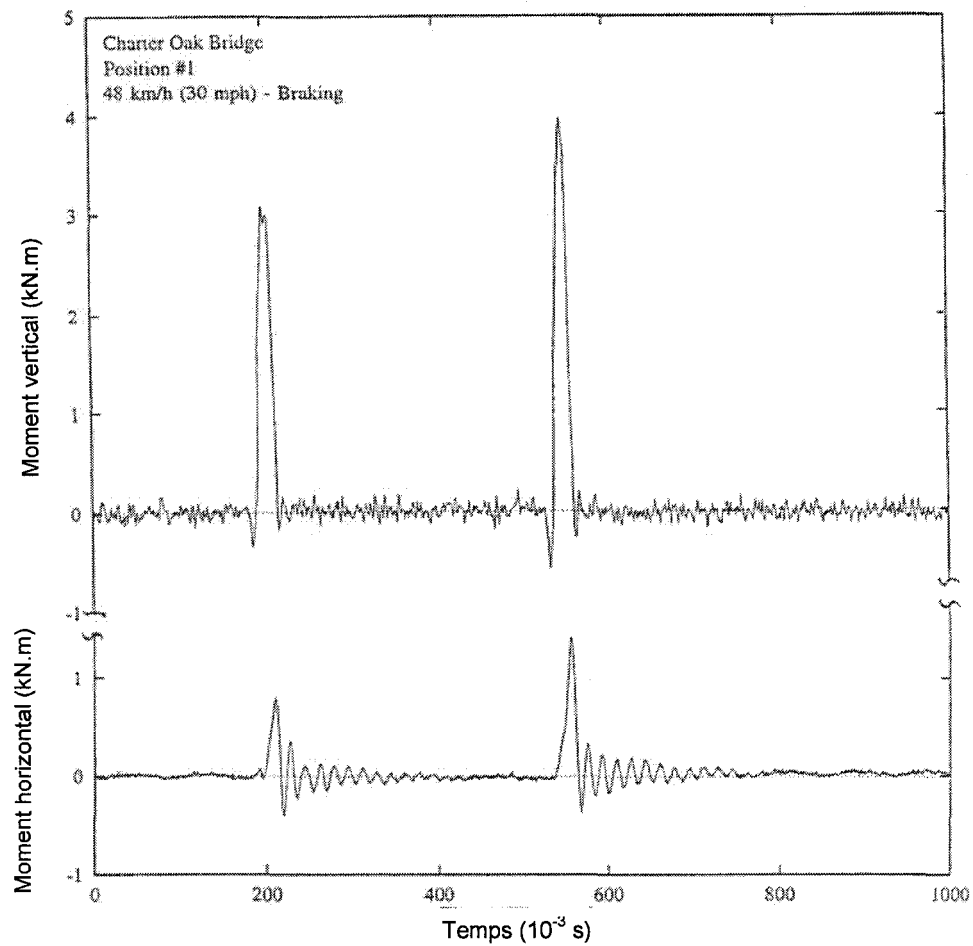


Figure 37 Réponse dynamique des moments au freinage d'un camion à deux essieux sur un MBS
(Source : Adaptation du rapport 402 du NCHRP, 1997)

Le degré d'amplification dynamique dans les directions verticales et horizontales dépend de l'amortissement et de la concordance entre la période d'impulsion de la charge et la période de résonance.

Les mesures effectuées lors de l'étude pour le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997) donne l'exemple du Charter Oak Bridge à Hartford, Connecticut, dont la fréquence de résonance est de 130 Hz dans la direction verticale et de 60 Hz dans la direction horizontale. Ces valeurs sont proches de celles trouvées par Tschemmernegg (Tschemmernegg, 1991) (132 Hz et 54 Hz).

Roeder (1994) donne une formule pour la période de l'impulsion de la charge. La période est approximativement égale à l'espacement entre deux barres divisé par la vitesse du véhicule. Bien que cette formule soit arbitraire, elle donne de bons résultats (Dexter et al., 1997).

Afin d'éviter des amplifications verticales excessives, il est important que la période d'impulsion soit plus grande que la période de résonance. Tschemmernegg montre que cet objectif peut être atteint pour un système à multiples barres de support en gardant la portée de la poutre centrale entre les barres de support inférieure à 1 220 mm. D'après les graphes de résonances de Tschemmernegg (Tschemmernegg, 1991) pour les MBJS, des portées inférieures à 1 220 mm induisent des fréquences supérieures à 140 Hz, soit une période inférieure à 7 ms. Cette limite inférieure de l'impulsion due au chargement de 7 ms est en conformité avec les périodes mesurées lors de l'étude pour le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997) dont la plus faible période était de 8 ms (125 Hz). Cette période était atteinte pour une vitesse de 96 km/h, ce qui est proche de la limitation légale de vitesse. Cependant, les véhicules ne respectant pas ces limites peuvent occasionner des périodes d'impulsion inférieure à 7 ms. Ainsi, limiter les portées des poutres centrales entre deux barres de support à 1 220 mm ne permet pas d'éviter complètement le problème d'amplification dynamique. Ainsi, un coefficient d'amplification dynamique vertical est toujours nécessaire et a été fixé à 1,75 par le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997).

Les réponses horizontales et verticales sont complètement différentes. A vitesse constante, la réponse horizontale est relativement faible, de l'ordre de $\pm 5\%$ du moment fléchissant vertical statique. Cependant, le moment horizontal est important compte tenu du fait que le module de section dans la direction horizontale représente un quart

du module de section dans la direction verticale. Ainsi, un moment horizontal égal à 20% du moment vertical correspond à un intervalle de contrainte dû au fléchissement horizontal aussi grand ou plus grand que l'intervalle de contrainte dû au fléchissement vertical.

La période de résonance pour la réponse horizontale est de l'ordre de deux fois la période d'excitation de la charge. La résonance dans la direction horizontale est donc difficile à éviter, car contrairement à la résonance verticale, dont la période est généralement inférieure à la période de chargement, elle ne peut être contrôlée en limitant la portée de la poutre centrale entre deux barres de support. Si la période de la réponse est trois fois plus grande que la période de chargement, la réponse peut alors être minimisée. Dans ce cas, la diminution de la rigidité dans la direction horizontale peut réduire la période de la réponse.

Dans la moitié des cas, le pic de la réponse verticale et le pic de la réponse horizontale sont en phase, ainsi, les réponses s'ajoutent. Comme le design à la fatigue est basé sur les plus grands intervalles de contraintes, la somme doit être faite.

3.4.6 Les méthodes de design

Le design aux états limites de fatigue a été utilisé en Europe et au Canada, et pour la première fois aux Etats-Unis dans les années 80. Tschemmernegg de l'université d'Innsbruck a développé une procédure aux états limites de fatigue applicable au design des joints d'expansion. Le NCHRP dans le rapport 402 (Dexter et al., 1997) s'est ensuite basé sur les études faites par Tschemmernegg pour développer ses propres spécifications.

3.4.6.1 La méthode de Tschemmernegg

Tschemmernegg et collaborateurs (1991) ont été les premiers à développer une méthode de design aux états limites de fatigue. A la suite de tests sur plusieurs ponts

en Europe, les charges exercées par les roues sur le joint ont été déterminées pour le design en fatigue :

- Une charge verticale vers le bas de +91.0 kN
- Une charge verticale vers le haut dû à un effet rebond de -27.3 kN
- Une charge horizontale de +18.2 kN

La charge horizontale comprend les effets de l'accélération et du freinage des véhicules. Les contraintes sont alors calculées en utilisant ces charges, aux endroits critiques. On détermine alors l'intervalle de contrainte maximum, $\Delta\sigma_{\max}$. Les poutres centrales sont considérées comme des poutres continues, et les ressorts et appuis sont considérés comme des appuis rigides pour le calcul des moments et des contraintes. L'intervalle de contrainte maximum calculé est comparé au niveau d'endurance théorique obtenu par les courbes S-N développées à partir de résultats expérimentaux. Cette comparaison se fait par l'équation :

$$\frac{\Delta\sigma_{\max}}{2} \leq \Delta\sigma_L \quad (3.6)$$

Où $\Delta\sigma_{\max}$ est l'intervalle de contrainte et $\Delta\sigma_L$ l'intervalle de contrainte aux états limites de fatigue à 100 millions de cycles.

L'intervalle de contrainte maximum calculé est divisé par un facteur 2 à cause des facteurs de sécurité γ_{Mf} et de α , qui prend en compte le dommage de fatigue accumulé calculé par la règle de Miner.

Un des états limites du design est la capacité de service du joint d'expansion. Les composantes d'un joint d'expansion doivent pouvoir résister à plus de 100 millions de cycles sans apparition de fissures, c'est-à-dire pour Tschemmerneegg une vie infinie.

3.4.6.2 La méthode du rapport 402 du NCHRP

Ces spécifications sont proposées dans l'annexe A du rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997). Cette méthode a ensuite été utilisée dans le chapitre 7 dans le cadre des essais de fatigue sur les joints modulaires des industries Z-Tech, pour le calcul des sollicitations et des contraintes s'exerçant sur les connexions.

Les composants du joint doivent être conçus pour une application simultanée de charges verticale et horizontale par une paire d'essieu espacé de 1.2 m. Un seul essieu est appliqué sauf si le joint est plus large que 1.2 m. Le camion choisi est le camion fatigue équivalent à trois essieux (voir figure 35).

La charge verticale utilisée pour le design en fatigue du joint modulaire est la charge de l'essieu du camion équivalent fatigue la plus importante. L'intervalle de charge verticale doit être augmenté par un facteur dynamique de charge de 75%.

La charge horizontale est prise à 20 % de la charge verticale. Cependant, si le joint est soumis au freinage ou à l'accélération de véhicule (péage, feux de circulation, rampe d'accélération, sortie d'autoroute), la charge horizontale peut passer à 50% de la charge verticale amplifiée.

Les intervalles de contraintes dans les connexions sont ensuite calculés par les équations de la section 7.4 pour chaque type de fissure possible. Ces équations donnent l'intervalle de contrainte nominal Δf qui doit satisfaire à l'équation suivante pour assurer une vie infinie en fatigue :

$$\Delta f \leq \frac{F_{TH}}{2} \quad (3.7)$$

Où :

Δf = l'intervalle de contrainte nominal

F_{TH} = le seuil de fatigue

La vérification de cette équation nécessite des essais de fatigue. Les chapitres 5, 6, 7 et 8 illustrent donc ces essais pour les joints modulaires des Industries Z-Tech.

3.4.7 Règle de Miner

Lorsqu'il y a rupture d'une connexion, l'intervalle de contrainte dans les connexions restantes est modifié, les essais ne sont donc pas à amplitude constante. La règle linéaire de Miner est ainsi utilisée afin de prendre en compte les variations de l'intervalle de contrainte en calculant un intervalle de contrainte équivalent pour chaque connexion comme présenté ci-dessous.

Une fraction de dommage, D , est définie comme la fraction de vie utilisée par un évènement ou une série d'évènements. La rupture se produit lorsque la somme des fractions de dommage pour tous les évènements subis par la structure est égale ou plus grand que le critère de dommage, X . La règle linéaire de dommage de Miner dit que la fraction de dommage à un niveau de contrainte donné est égale au ratio du cycle. Le ratio du cycle est défini comme le ratio du nombre de cycles à un niveau de contrainte donné, n_i , sur la vie en fatigue en cycles à ce niveau de contrainte, N_i . Il s'en suit l'équation suivante :

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_m}{N_m} = \frac{\sum_{i=1}^m n_i}{N_{eq}} \quad (3.8)$$

N_{eq} et N_i sont reliés à leur contrainte respective par l' Eq. (3.2), qui est :

$$N = \frac{A}{S^3}$$

Eq. (3.8) peut ensuite être écrite sous la forme :

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} = \sum_{i=1}^m \frac{n_i \times S_i^3}{A} = \frac{S_{eq}^3 \times \sum_{i=1}^m n_i}{A} \quad (3.9)$$

Ainsi, d'après la règle de Miner, l'intervalle de contrainte équivalent S_{eq} , qui est l'intervalle de contrainte que produit la même fraction de dommage que le test réel, est déterminé par :

$$S_{eq} = \sqrt[3]{\frac{\sum_{i=1}^m n_i \times S_i^3}{\sum_{i=1}^m n_i}} \quad (3.10)$$

Où :

S_i = l'intervalle de contrainte durant la $i^{\text{ème}}$ phase de chargement

n_i = le nombre de cycles de la $i^{\text{ème}}$ phase de chargement

$N_{\text{test}} = \sum n_i$.

Dans beaucoup de cas, les détails de MBJS peuvent être clairement associés à des détails analogues dans le AASHTO *bridge design specifications* (AASHTO, 1998). Lorsque l'association n'est pas évidente, des tests à l'échelle réelle doivent être effectués.

CHAPITRE 4

LES TESTS SUR LES JOINTS

4.1 Présentation

Les tests de performance sur les joints ont été développés pour valider ces systèmes avant leur utilisation. Les défaillances prématurées des MBJS ont conduit à la réalisation de tests.

Trois tests sont présentés ici :

- Le test du décollement des garnitures (*Seal Push Out* : SPO)
- Le test de vibration du mouvement d'ouverture (*Opening Movement Vibration* : OMV)
- Résistance en fatigue des composantes structurales selon l'annexe B du rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997)

Les deux premiers tests ont été développés pour évaluer la performance et la durabilité des composants en élastomère des MBJS incluant les scellements, les ressorts, les appuis et les appareils d'équidistances. Le test OMV évalue la durabilité du système sous ses conditions de service. Le test SPO évalue la susceptibilité des garnitures à se détacher sous une charge verticale.

Le dernier test permet de tester et de valider la résistance en fatigue des composantes structurales, et en particulier des connexions poutre centrale / barre de support pour la catégorie C de l'AASHTO selon l'annexe B du rapport NCHRP 402 *Fatigue Design of Modular Bridge Expansion Joints* (Dexter et al., 1997).

Les MBJS doivent être testés en tant que système entier. Le but de ces tests est de montrer que le MBJS possède une durabilité suffisante. Les tests doivent être :

- Représentatifs du comportement en service
- Facilement mis en place par un laboratoire correctement équipé

- Reproductibles
- Économiques

4.2 Tests des composants en élastomère

4.2.1 Test de vibration du mouvement d'ouverture (Opening Movement Vibration test)

Ce test détermine la capacité du MBJS à résister aux mouvements répétés de la superstructure du pont soumise à une charge de trafic simulée. Ce test simule le mouvement le plus commun du MBJS, c'est-à-dire le mouvement dû à l'expansion et la contraction de la superstructure par l'ouverture et la fermeture du joint d'expansion avec un vérin avec une période de 10 secondes. Les charges de trafic sont simulées en fixant un vibreur pneumatique à l'une des poutres centrales.

Le test doit reproduire un mouvement thermique journalier. Le même mouvement de 101 mm a été retenu que ce soit pour un MBJS avec une petite ou une grande capacité de mouvement. Pour les MBJS avec une petite capacité, ce mouvement est plus proche d'un mouvement thermique annuel. Cette décision est justifiée compte tenu du fait que les petits spécimens de MBJS ne montrent pas de défaillance plus tôt que les plus grands spécimens.

Le comportement de tous les spécimens jusqu'à six poutres centrales peut être déterminé par un spécimen de seulement deux poutres centrales.

Le choix du vibreur a été basé sur un intervalle de force proche de celui recommandé par le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997) avec une fréquence proche de la fréquence de résonance du MBJS dans un plan vertical. L'efficacité du vibreur a été montrée par les fissures en fatigue observées ainsi que par d'autres modes de défaillances observés en service.

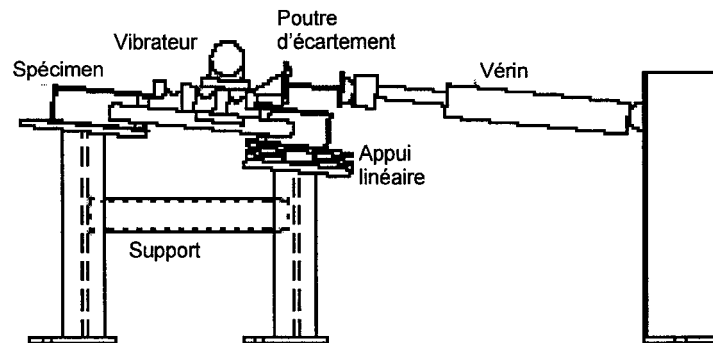


Figure 38 Test OMV
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

Un spécimen à deux portées et à deux poutres centrales doit être testé pour chaque type de MBJS. Le design doit respecter les critères de fatigue du rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997). Une fois que le spécimen aura démontré un niveau adéquat de performance à ces tests, le design du MBJS, le fabricant et les composants seront pré-qualifiés.

4.2.2 Test du décollement du scellement (Seal Push Out test)

Le test SPO a été développé spécialement pour évaluer la résistance des scellements à se détacher d'une poutre de rive ou d'une poutre centrale, par l'application d'une charge verticale sur des débris compactés. Il s'agit du problème le plus fréquent pour les MBJS.

Ce test est effectué après le OMV test. Il ne simule pas les conditions en service, tels que des débris dans les scellements qui pourraient altérer significativement les résultats mais seraient extrêmement difficile à quantifier et à répliquer. Cependant, ce test détermine l'efficacité des scellements à résister à une charge verticale et à préserver l'étanchéité du système.

Les charges sont appliquées par un vérin qui fournit la charge nécessaire pour causer le détachement du scellement.

Le test est considéré comme complété lorsque :

- Le scellement est déchiré.
- Le scellement s'est détaché de son dispositif de retenue.
- La capacité maximum du vérin a été atteinte.

Le test SPO devrait être fait sur le même spécimen que celui utilisé pour le test OMV.

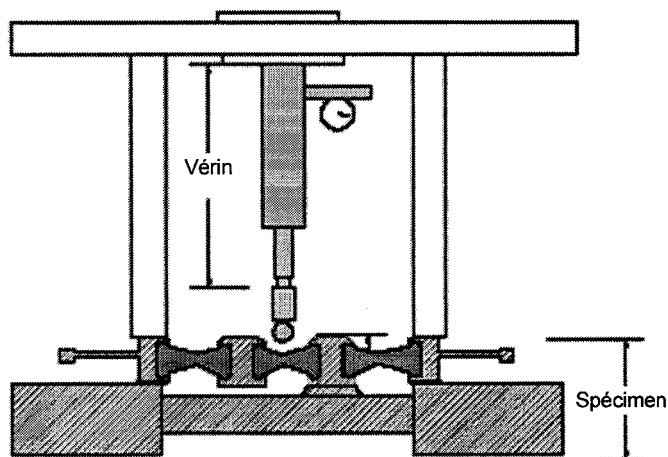


Figure 39 Représentation d'un test SPO
(Source : Adaptation de Dexter et al., 2002)

4.3 Test des composants métalliques (rapport NCHRP 402)

L'objectif de ce test est de caractériser la résistance à la fatigue des détails. Les connexions poutre centrale / barre de support sont les détails critiques lors des tests de résistance à la fatigue. Ainsi, ce sont ces connexions qui sont la principale cible du test.

Ce test permet d'établir la résistance en fatigue des connexions poutre centrale / barre de support (CB/SB) dans un joint modulaire à simple et à multiples barres de support soudées ou boulonnées. Il établit la résistance en fatigue de connexions CB/SB en obtenant des données incluant l'intervalle de contrainte nominal (S_r) et le nombre de cycle (N) à un moment donné de la propagation de la fissure (défini comme défaillance) ou à la fin du test. Dix données sont nécessaires et doivent être obtenues dans la partie de longue vie, c'est-à-dire près du seuil. La limite inférieure des données détermine la catégorie AASHTO du détail. L'intervalle de contrainte nominal doit être calculé là où une fissure doit apparaître. La contrainte nominale est obtenue à partir d'équations standard. Le nombre de cycles à la défaillance (N) et l'amplitude de contrainte appliquée (S_r) sont comparés aux courbes S-N standard. On obtient ainsi la catégorie du détail.

Ce test a été utilisé lors des essais pour la qualification des joints modulaires Z-Tech. La procédure et les résultats de ces tests sont donc décrits et expliqués dans les chapitres suivants.

4.4 Conclusions

Un MBSJ doit passer les tests OMV et SPO pour être pré-qualifié. Le test OMV simule le mouvement cyclique thermique de la superstructure du pont pendant que des vibrations sur le MBSJ simulent le trafic. Le test SPO mesure la résistance du scellement à une force verticale de poinçonnement. Le test du rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997) caractérise la résistance en fatigue des détails du joint modulaire.

Les défaillances observées dans les tests sont similaires à celles se produisant sur sites :

- Problèmes dus à des défauts de fabrication
- Durabilité inadéquate d'un appui typique
- Raccord en soudure

Les MBJS doivent :

- Répondre aux exigences des tests
- Être testés et conçus pour la résistance à la fatigue en accord avec le NCHRP Report 402
- Être spécifiés et installés en accord avec les guides de matériaux, de fabrication et de construction

Si ces trois exigences sont respectées, la probabilité de défaillance d'un MBJS en service sera réduite.

CHAPITRE 5

PRESENTATION DES ESSAIS Z-TECH

5.1 Introduction

5.1.1 Définition du problème et contexte

Les Industries Z-Tech est un manufacturier de joints d'expansion et d'appuis essentiellement destinés aux ponts. Cette compagnie a plus de 20 années d'expérience et a fourni ses produits dans des centaines de projets en Amérique du Nord et en Asie. Dans le cadre de ses activités de recherche et de développement, Z-Tech est dans le processus de développer un système de joint modulaire. Une variante de ce système utilise une connexion soudée entre la barre de support et la poutre centrale.

La résistance en fatigue de ces connexions est critique et a une incidence sur la performance du système de joint proposé. L'étude du comportement en fatigue du joint devient donc un élément clé du développement qui permettra d'optimiser le design et d'affiner les procédures de fabrication, notamment les procédures de soudage de la connexion entre la barre de support et la poutre centrale. L'étude proposée permettra aussi de baser le design du joint modulaire sur des résultats expérimentaux propres au système, tel que spécifié dans les différentes normes et devis de ponts.

Z-Tech a donc voulu valider le fait que les connexions soudées de son joint modulaire de dilatation à multiples barres de support respectaient la catégorie C de résistance à la fatigue, défini par l'*AASHTO Bridge Design Code Guidelines*.

5.1.2 Les objectifs

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer la résistance à la fatigue des détails critiques du joint modulaire d'expansion à barres de support multiples avec connexions soudées, fabriqués par les Industries Z-Tech Inc.

Les objectifs sont les suivants :

- Créer des modèles structuraux des spécimens fournis par Z-Tech sur lesquels le design futur des joints modulaires avec connexions soudées sera basé.
- Établir la validité de ces modèles structuraux en comparant les déformations et les contraintes expérimentales à diverses locations de la structure avec celles prédites par les modèles théoriques.
- Évaluer les performances à la fatigue du joint modulaire en testant des spécimens de joints modulaires à multiples barres de support selon la procédure de test recommandé par le rapport 402 du NCHRP (NCHRP, 1997).

5.1.3 Disposition de la recherche

Le chapitre 6 couvre le programme expérimental. La description des spécimens, les détails des tests, incluant les cas de chargement et les conditions, de même que le « *setup* » des tests et la procédure des tests sont décrits dans ce chapitre. Les modèles structuraux et les résultats des prédictions théoriques et analytiques sont présentés dans le chapitre 7. Les résultats expérimentaux sont décrits dans le chapitre 8. Pour chaque spécimen, deux types de tests sont effectués :

- Des tests de calibrations où les déformations et les contraintes expérimentales sous un chargement statique sont comparées à celles prédites par les modèles structuraux présentés dans le chapitre 7.
- Des tests de fatigue où les résultats incluent le nombre de cycles pour atteindre la rupture, et l'estimation de la Catégorie de fatigue du détail selon le *AASHTO LRFD Bridge Design Code* (ASSHTO, 1998).

Finalement, le chapitre 9 présente les conclusions de l'étude et fournit des recommandations sur l'utilisation de tels joints modulaires pour la construction et la réhabilitation de ponts.

CHAPITRE 6

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

6.1 Description du spécimen et instrumentation

6.1.1 Spécimen

Le spécimen testé est un assemblage poutre centrale / barres de support à échelle réelle représentatif de ce qui est utilisé dans les applications sur site. Chaque spécimen consiste en trois portées continues de poutre centrale supportées par quatre barres de support équidistantes. Les portées entre les barres de support sont égales à 0,91 m. Les barres de support sont faites des mêmes profilés (TechStar PV3020) que la poutre centrale et leur portée est de 0,95 m. Les connexions entre poutre centrale et barres de support sont soudées par pleine pénétration. Des détails du spécimen et des connexions sont fournis dans les figures 40 et 41. La figure 42 montre une vue d'un spécimen instrumenté.

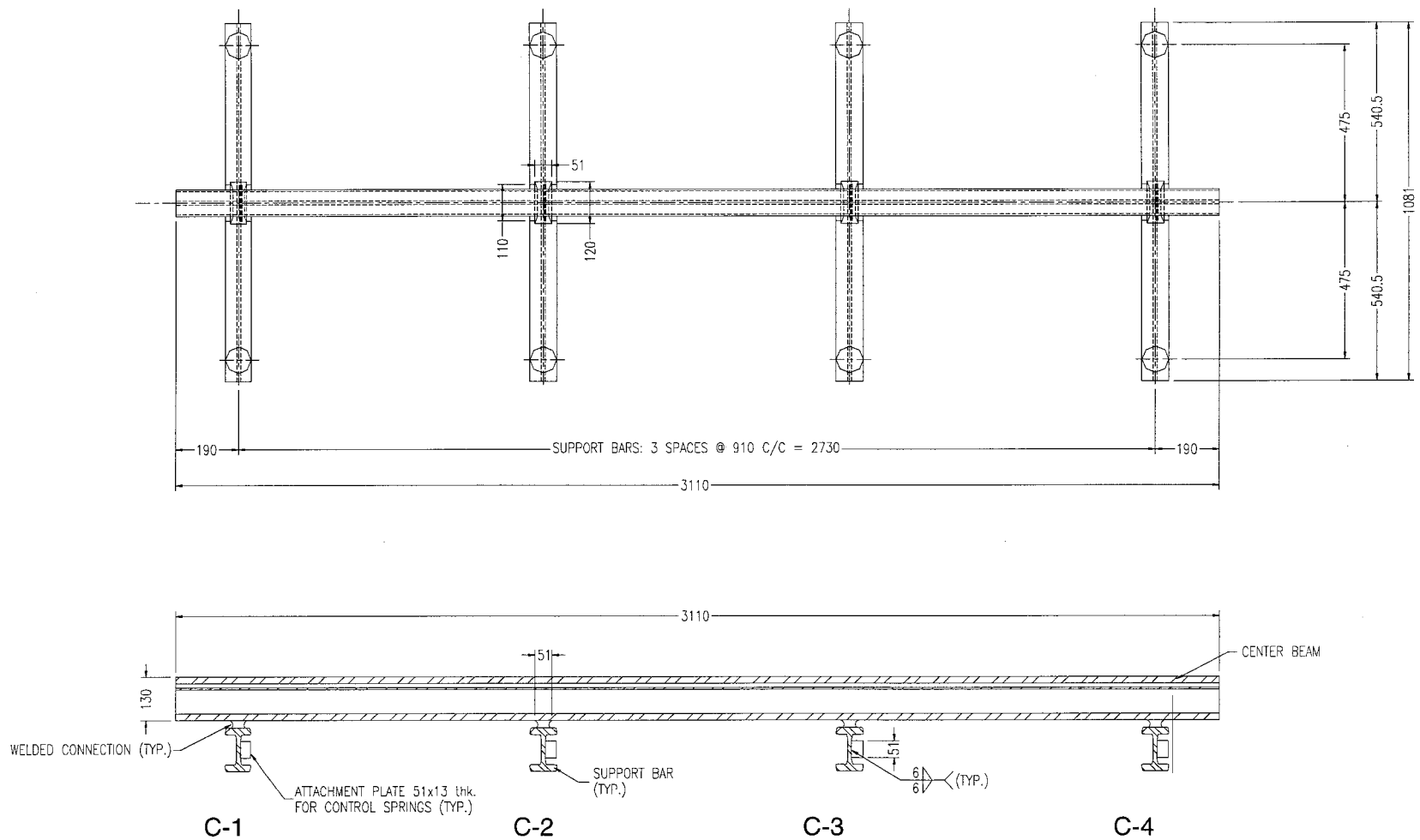


Figure 40 Détails du spécimen
(Source : Gracieuseté des industries Z-Tech inc.)

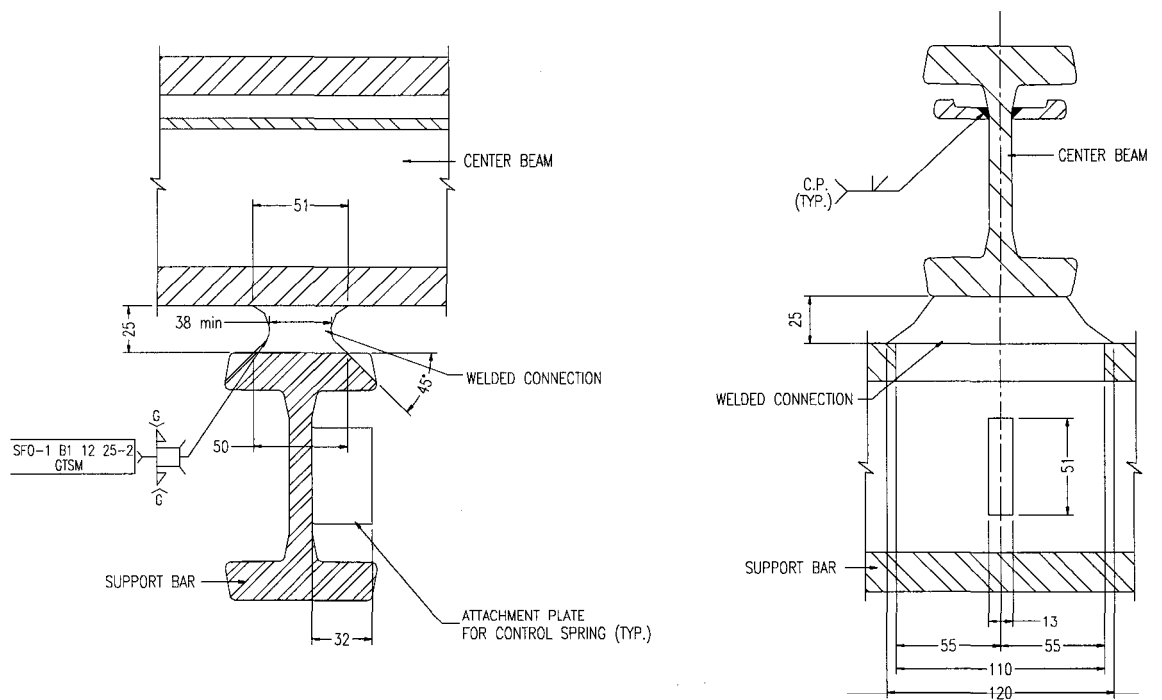
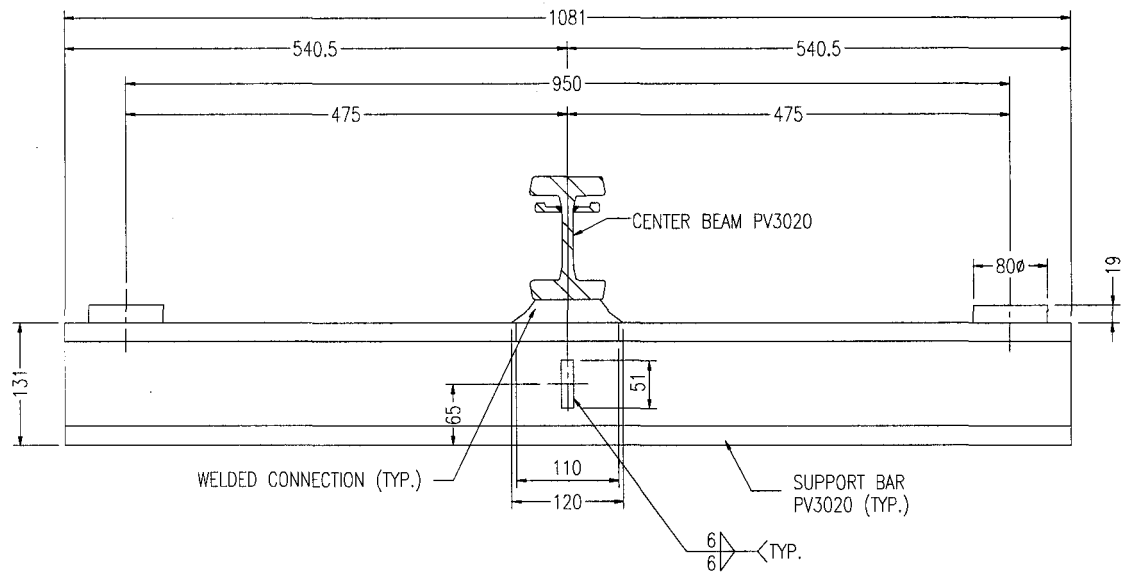


Figure 41 Détails du spécimen et des connections
(Source : Gracieuseté des industries Z-Tech inc.)

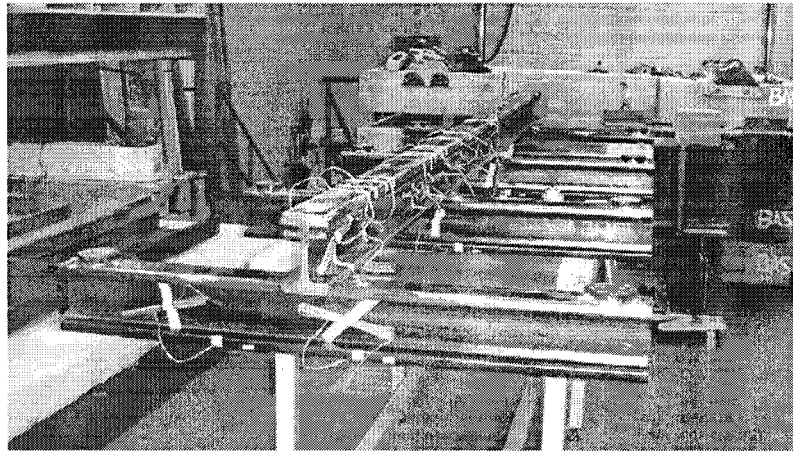


Figure 42 Vue d'un spécimen instrumenté

Avant de débiter les tests, les spécimens ont été inspectés visuellement pour détecter des défauts qui pourraient affecter la résistance à la fatigue des détails en considération.

Les déformations sont mesurées aux endroits non influencés par des effets locaux (i.e. loin des soudures). Le spécimen a été instrumenté comme indiqué sur les figures 43 à 45.

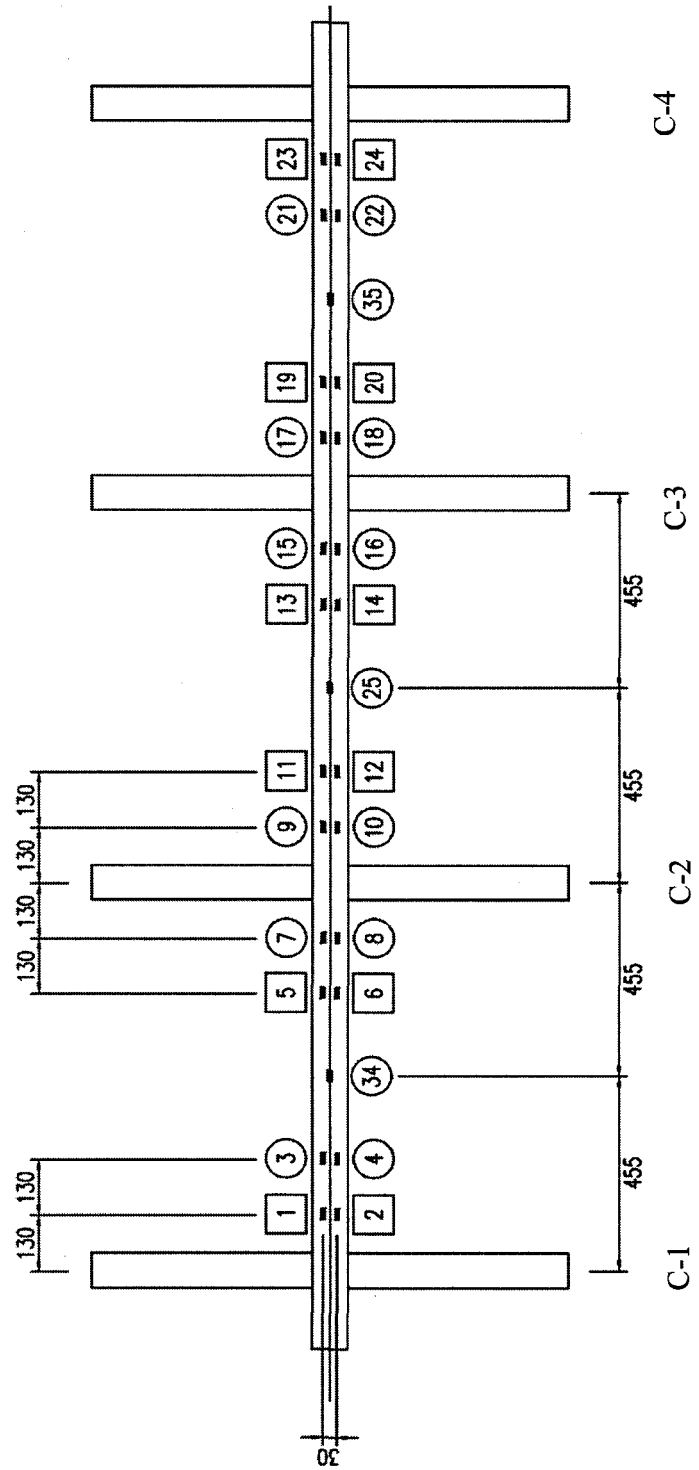


Figure 43 Emplacement des jauges au-dessus de la poutre centrale

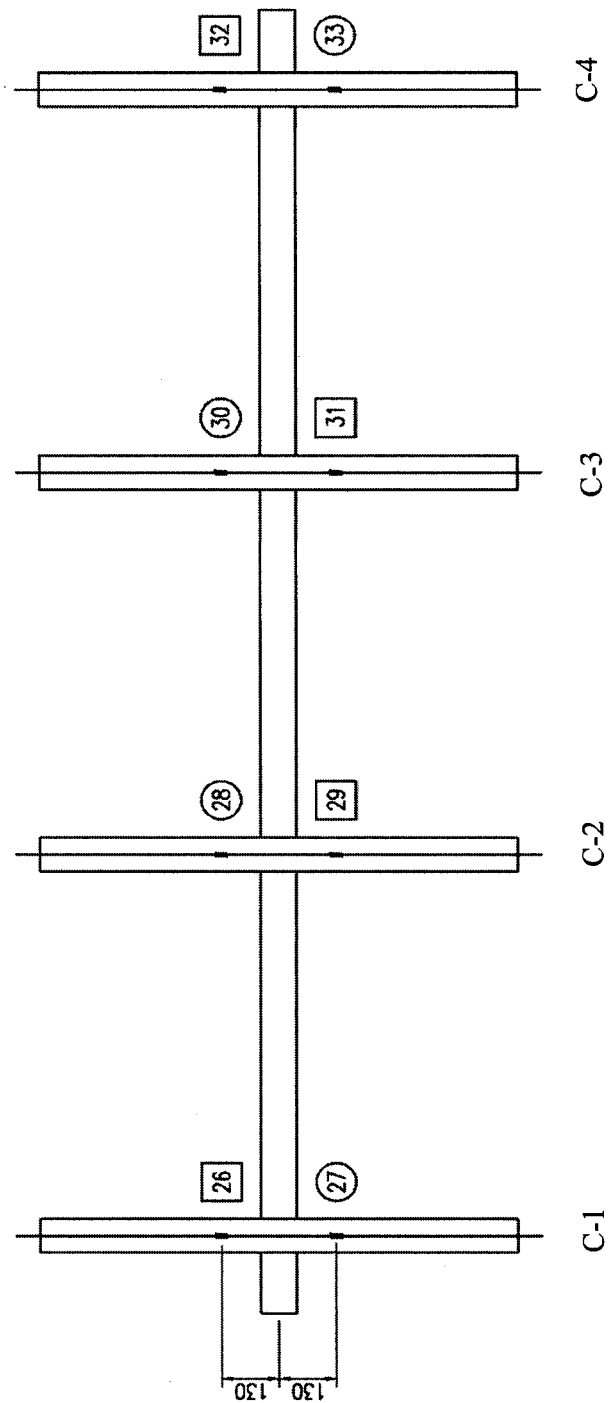


Figure 44 Emplacement des jauges en dessous des barres de support

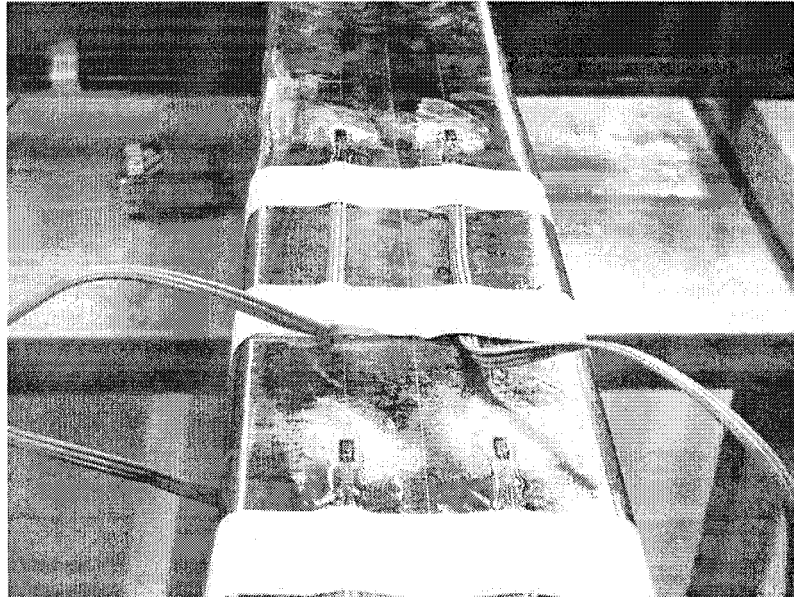


Figure 45 Vue des jauges fixées sur le dessus de la poutre centrale

Les valeurs tirées des jauges sont utilisées pour les tests de répétitivité et de calibration statique.

6.2 Programme de test et procédure

6.2.1 Programme

Trois spécimens ont été testés. Deux séries de tests ont été effectuées sur chaque spécimen. Les premières séries étaient les tests de calibration dont le but était de valider les modèles structuraux. Ces séries de test ont été effectuées sous chargement statique. Les secondes séries de test étaient les tests à la fatigue. Les charges ont été appliquées sous forme sinusoïdale à une fréquence de 2,5 Hz pour le premier spécimen, de 2 Hz pour le second et de 1,5 Hz pour le troisième.

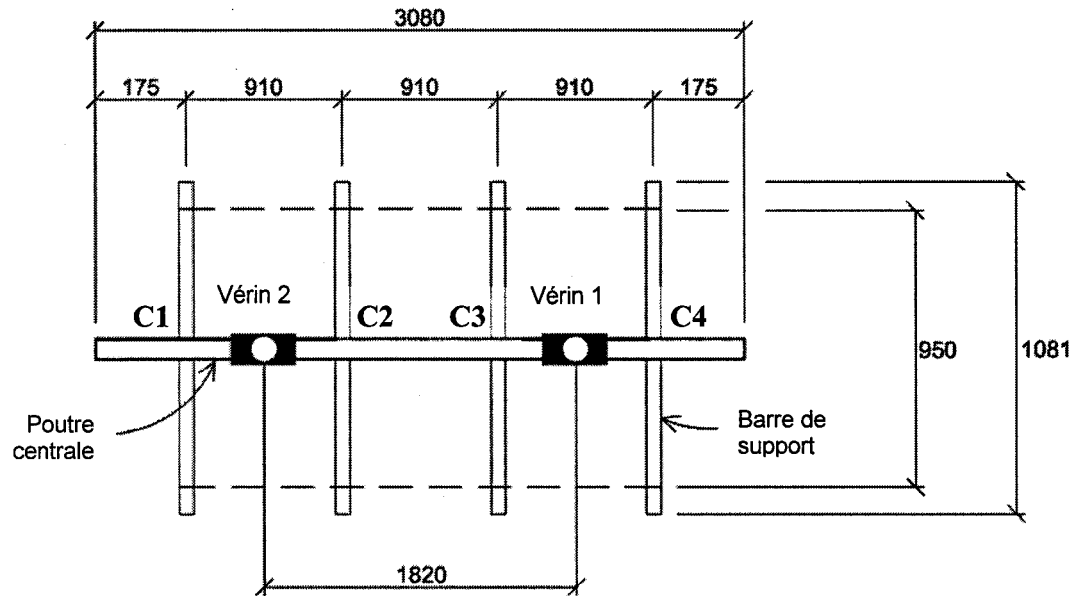


Figure 46 Vue générale du spécimen chargé par les vérins
(Dimensions en mm)

Les intervalles de charge verticale et horizontale ont été appliqués au spécimen simultanément avec un ratio de 5:1. Ce ratio a été obtenu en inclinant le spécimen de 11.3° par rapport au plan horizontal et en appliquant la charge dans un plan vertical, comme illustré dans la figure 47. Le support utilisé est montré à la figure 48. Des détails du programme expérimental sont fournis au tableau IV.

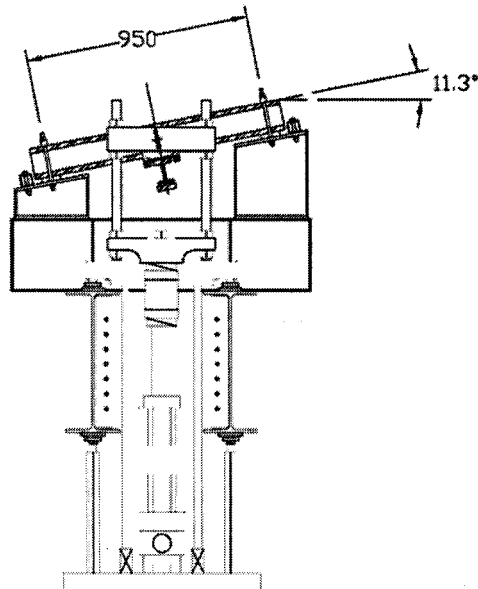


Figure 47 Inclinaison du spécimen

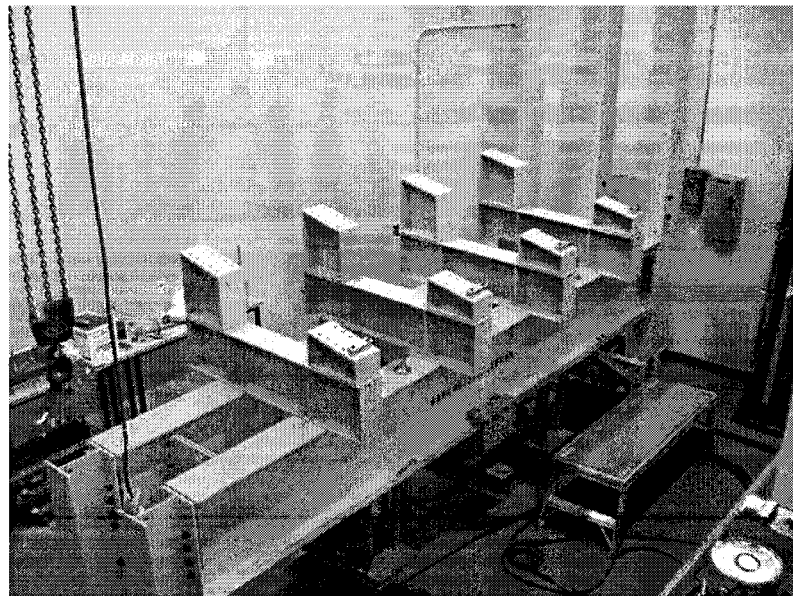


Figure 48 Support du spécimen

Tableau IV
Programme expérimental

| Joint | Séries | Charge statique appliquée (kN) | Intervalle de charge par vérin (kN) | Fréquence (Hz) |
|-------|--------------|--------------------------------|-------------------------------------|--------------------|
| MJ-1 | 1 – Statique | 0 | 45,0 | NA |
| | 2 – Fatigue | 95,5 | $\pm 50,5$ | 2,5 |
| MJ-2 | 1 – Statique | 45.0 | 108 | NA |
| | 2 – Fatigue | 108 | ± 63 | 2 ^(a) |
| MJ-3 | 1 – Statique | 45.0 | 127 | NA |
| | 2 – Fatigue | 127 | ± 82 | 1,5 ^(a) |

Note: ^(a) Afin de maintenir un niveau de vibration acceptable, la fréquence a été diminuée pour des intervalles de contraintes plus élevés.

6.2.2 Le chargement

Les charges sont appliquées par deux vérins hydrauliques sous contrôle de force. Elles sont transmises par l'intermédiaire de deux surfaces de chargement longues de 250 mm, composées de plaques d'acier avec des supports en caoutchouc dur, placé en contact avec la face inférieure de la poutre centrale. Les surfaces de chargement sont situées aux centres des portées extérieures. L'intervalle de charge désiré est maintenu tout le long du test. Les intervalles de charges verticales et horizontales sont appliqués au spécimen simultanément dans les proportions suivantes :

- Intervalle de charge verticale = ΔP_v
- Intervalle de charge horizontale = $0,2\Delta P_v$

L'intervalle de charge a été appliqué à amplitude constante dans une direction telle que la force de réaction entre la poutre centrale et les barres de support soit en tension, ainsi, les connexions soudées sont testées en tension. L'intervalle de chargement ne devait pas être inférieur à la position de la charge zéro et une pré-charge minimum de 45 kN a été maintenue le long des tests.

6.2.3 Tests de Calibration statique

Des tests de calibration statique ont d'abord été effectués pour obtenir les valeurs des intervalles de déformation afin de vérifier le modèle structural et la répétitivité des données (voir le tableau IV pour les chargements statiques). Les tests de chargement statique ont été répétés trois fois. Les valeurs des jauges de déformation pour ces tests seront présentées dans le chapitre 8.

6.3 Critère de rupture et calcul des intervalles de contrainte

6.3.1 Définition de rupture

Les critères de rupture sont ceux utilisés dans le NCHRP-402 Report (Dexter et al., 1997).

Fissure de type A

L'origine de ce type de fissure se fait au niveau de la soudure de la poutre centrale (voir figure 49). Elle se propage vers le haut de la poutre centrale avec un angle voisin de 45° . Le critère de rupture est atteint lorsque la fissure atteint sur une face verticale une distance de $d/2$ du point d'origine, d étant la largeur de la poutre centrale. Lorsque une fissure dépasse le point de rupture, la rigidité de la connexion est fortement diminuée, on peut donc affirmer la rupture de la connexion.

Fissure de type B

L'origine de ce type de fissure se fait au niveau de la soudure de la barre de support (voir figure 49). Elle se propage vers le bas de la barre de support avec un angle voisin

de 45°. Le critère de rupture est atteint lorsque la fissure atteint sur une face verticale une distance de $d/2$ du point d'origine, d étant la largeur de la barre de support.

Fissure de type C

La fissure de type C commence dans la soudure et se propage dans un plan parallèle à l'axe longitudinal de la barre de support à mi-épaisseur de la soudure (voir figure 49).

Le critère de rupture est atteint lorsque la rupture complète de la soudure se produit.

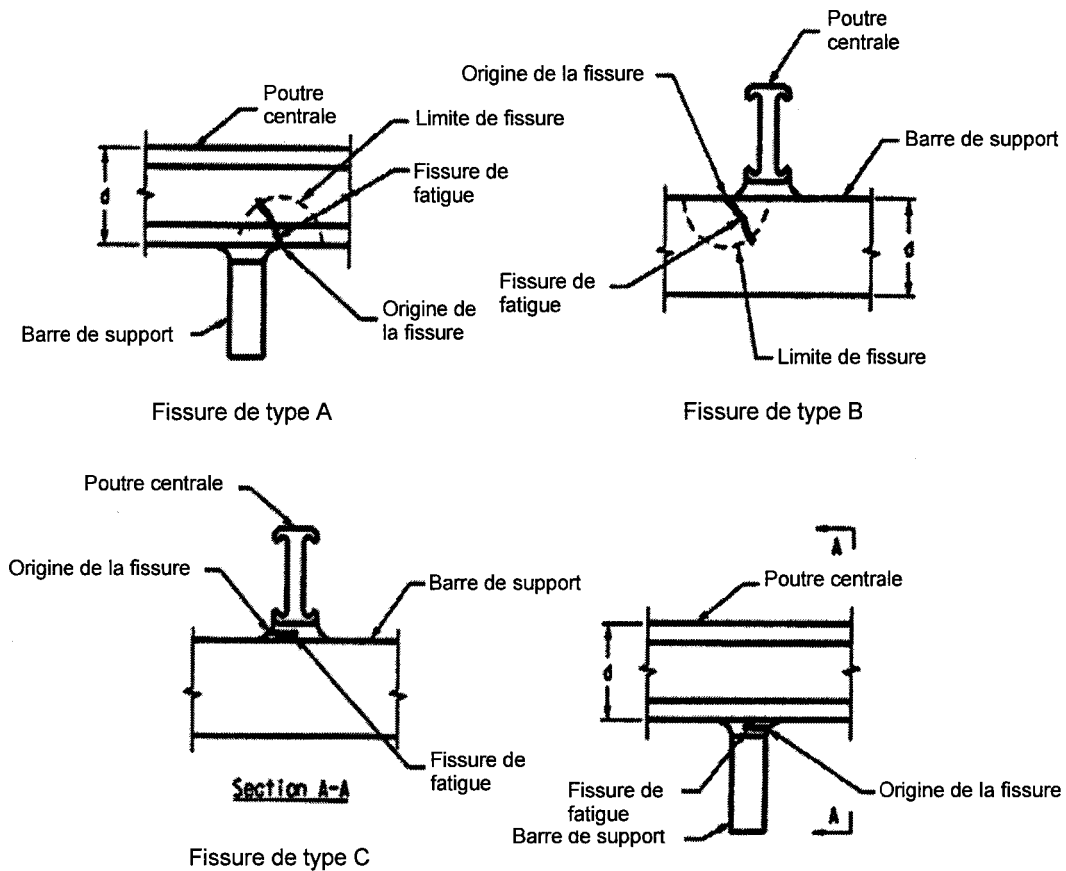


Figure 49 Types de fissure A, B et C et leur critère de rupture
(Source : Adaptation de Dexter et al., 1997)

CHAPITRE 7

MODÈLES ET ANALYSE DES SPÉCIMENS

7.1 Objectifs

Les objectifs de ce chapitre sont les suivants:

- Présenter les modèles structuraux (1-D et 3-D) des spécimens à différentes étapes du test.
- Présenter les équations théoriques incluant des exemples numériques de calcul des contraintes et des déformations. Les contraintes sont calculées selon le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997), et adaptées aux conditions des tests alors que les déformations aux emplacements des jauges sont obtenues par l'utilisation de la théorie classique des poutres.

7.2 Présentation des modèles structuraux et du chargement

Les modèles structuraux ont été créés par *Visual Design Software*. Ce logiciel permet l'analyse et le design de structures en 1-D et en 3-D. Un modèle 3-D a été utilisé pour l'analyse des spécimens. Cependant, les spécimens ont aussi été analysés en utilisant un simple modèle 1-D, dont les résultats ont été comparés avec ceux obtenus par les analyses 3-D. Les résultats ont montré (voir chapitre 8) que le modèle 3-D conduisait à des résultats plus précis comparé au modèle 1-D et aux résultats mesurés. Les figures 50 et 51 montrent respectivement le modèle 1-D et le modèle 3-D du spécimen. Les tableaux V et VI présentent la section et les propriétés des matériaux du spécimen. Le tableau VII résume les longueurs des membrures formant le modèle structural du spécimen de joint.

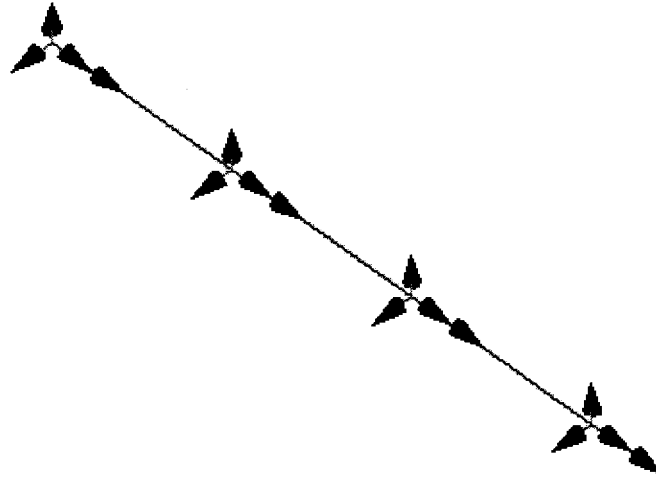


Figure 50 Modèle structural 1-D du spécimen à la phase initiale

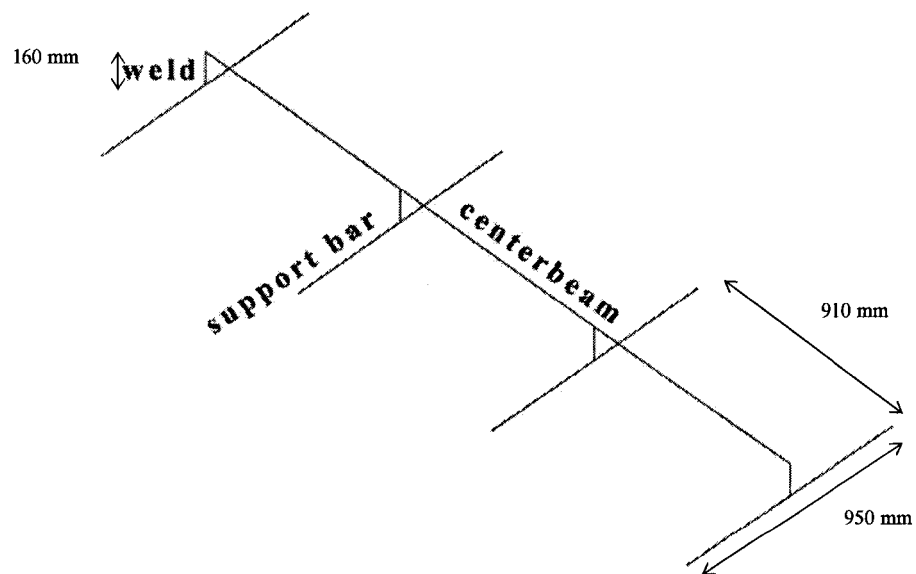


Figure 51 Modèle structural 3-D du spécimen à la phase initiale

Tableau V
Propriétés des sections des membrures

| Propriétés | Soudures* | Poutre centrale et barre de support |
|---|------------------|--|
| Matériau | Acier | Acier |
| Aire (mm ²) | 6000 | 4500 |
| Moment d'inertie dans la direction x : I_x (10 ⁶ mm ⁴) | 7.2 | 10.7 |
| Moment d'inertie dans la direction y : I_y (10 ⁶ mm ⁴) | 1.25 | 1.62 |
| Module de section dans la direction x : S_x (mm ³) | 63,840 | 160,100 |
| Module de section dans la direction y : S_y (mm ³) | 28,077 | 40,500 |
| Masse linéaire (kg/m) | 47.10 | 35.32 |

* Valeurs estimées utilisées dans les modèles structuraux.

Tableau VI
Propriétés des matériaux des membrures

| Propriétés | Acier |
|---|--|
| Type | ASTM572 Grade 50ksi (CSA- G40.21M-350W) |
| Module d'élasticité : E (GPa) | 200 |
| Module de cisaillement : G (MPa) | 76923 |
| Coefficient de Poisson : μ | 0.3 |
| Densité (kN/m ³) | 76.98 |
| Résistance à l'écoulement : F_y (MPa) | 350 |
| Contrainte ultime : F_u (MPa) | 450 |

Tableau VII

Longueur des membrures pour le modèle 3-D

| Membrane | Longueur de membrane (m) |
|------------------|--------------------------------|
| Connexion soudée | 0.16* |
| Poutre centrale | 0.91 |
| Barre de support | 0.95 |

* Cette longueur inclut les extensions rigides de la poutre centrale et des barres de support.

Les résultats suivants sont présentés pour un chargement générique. Ces résultats peuvent être adaptés aux charges utilisées par linéarité. La charge résultante générique est de 255 kN/vérin. Cela représente une charge verticale de 250 kN ($1000 \text{ kN/m} \times 0,250 \text{ m}$, avec $0,250 \text{ m} =$ longueur du support chargé) et une composante horizontale, H , de 50 kN (20% de la charge verticale), (voir figure 52). Comme la charge a été appliquée sur la face intérieure de la poutre centrale, un moment équivalent appliqué au centre de la poutre centrale de 13 kN.m ($H \times d_{cb}/2 = 50 \text{ kN} \times 0,130/2 \text{ m}$) doit être ajouté. La figure 53 définit le chargement appliqué au modèle 3-D du spécimen.

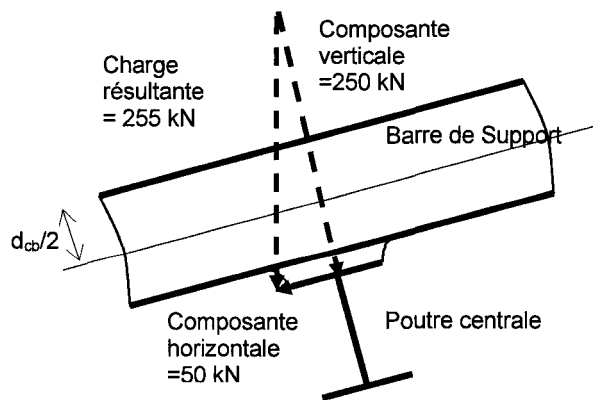


Figure 52 Composantes du chargement générique

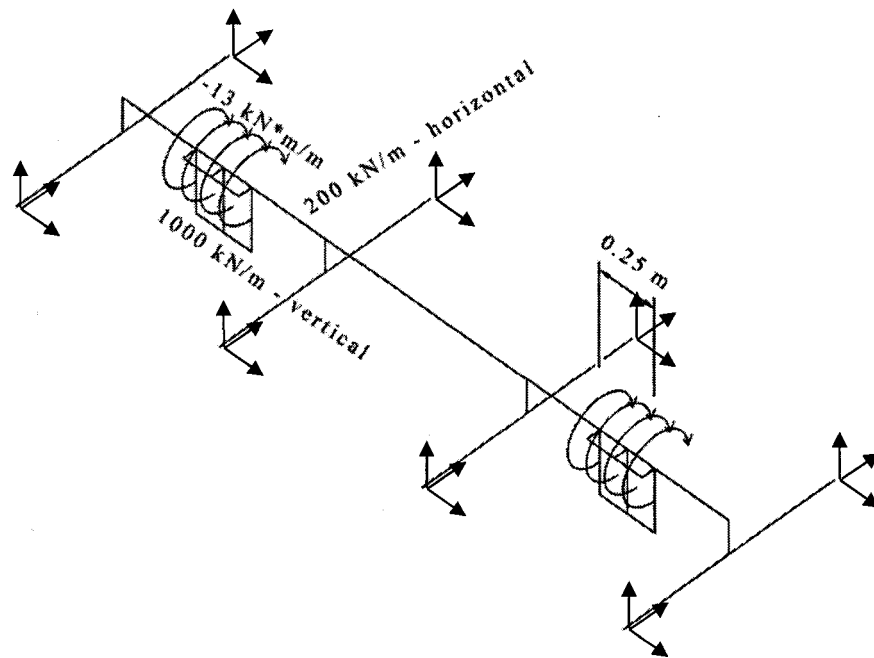


Figure 53 Chargement générique appliqué au modèle 3-D du joint

Pour le modèle 3-D, des supports rigides ont été considérés. Les déplacements sont bloqués dans les trois directions, mais les rotations sont permises.

Pour le modèle 1-D, les déplacements sont bloqués dans deux directions. Cependant, dans la direction verticale, un support flexible avec une rigidité de 117 kN/mm est considéré pour prendre en compte la flexibilité des barres de support. De plus, la rotation autour de l'axe longitudinal de la poutre centrale est bloqué afin d'assurer la stabilité du modèle.

Pendant le test, les conditions aux appuis, ainsi que le chargement peuvent changer à la suite d'évènements comme la rupture d'une ou plusieurs connexions, l'installation de support rigide pour bloquer le déplacement vertical d'un connexion défaillante, ou l'arrêt d'un vérin. Lorsque de tels évènements arrivent, les conditions de chargement et la configuration des supports sont mises à jour afin de satisfaire aux conditions de test. Les figures 54 à 57 montrent les différents modèles structuraux représentant les configurations possibles d'un spécimen au cours d'un test.

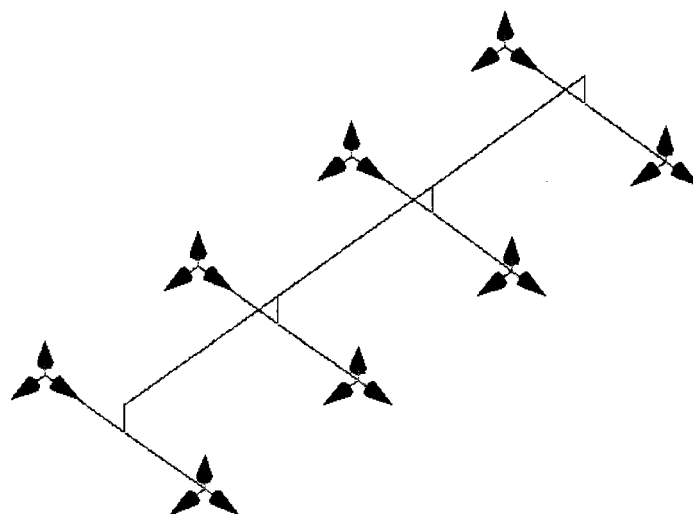


Figure 54 Modèle structural pendant la phase initiale du test

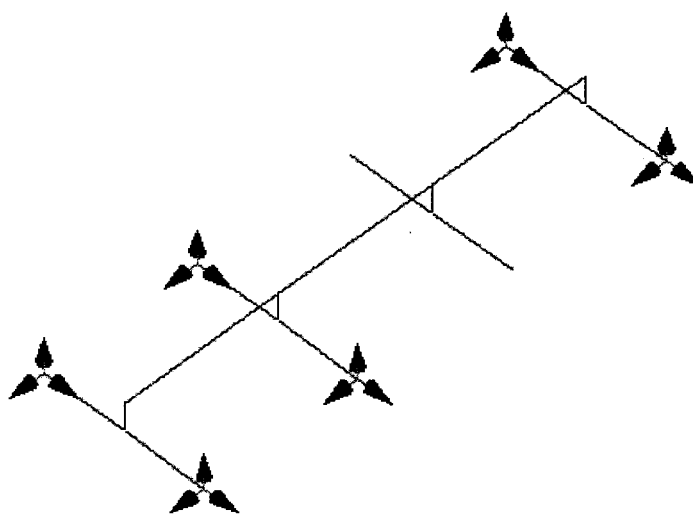


Figure 55 Modèle structural pour MJ-1 après la rupture de la connexion C-2

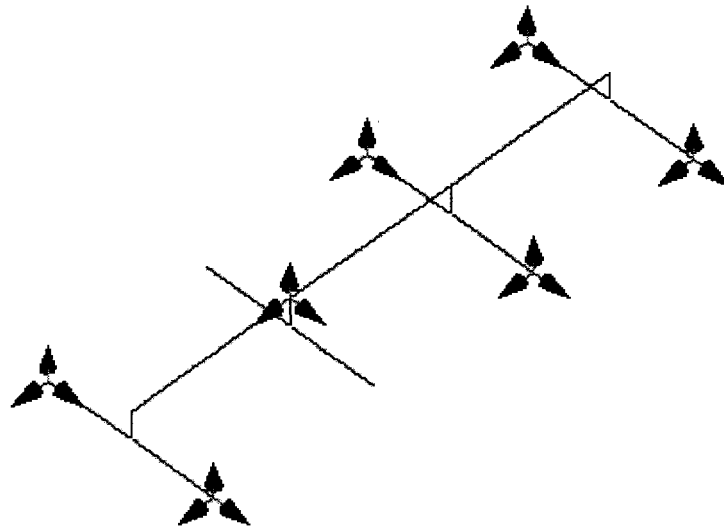


Figure 56 Modèle structural pour MJ-2 et MJ-3 après la rupture de la connexion C-3 et l'installation d'un support rigide à cette connexion

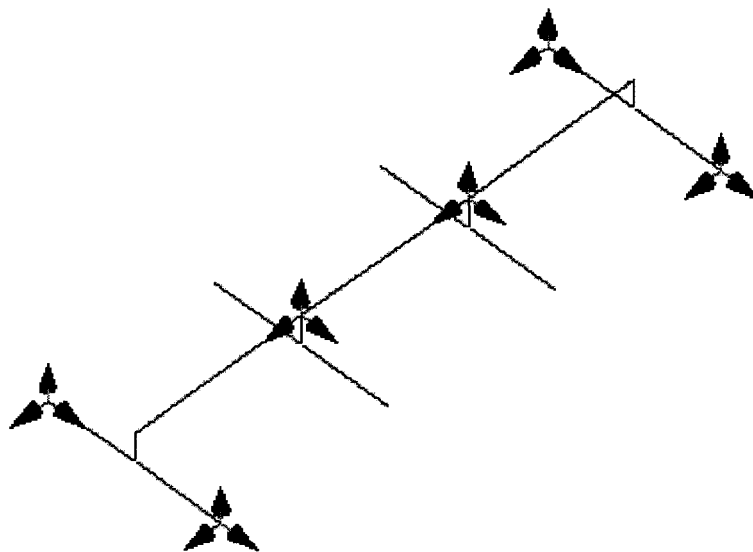


Figure 57 Modèle structural pour MJ-2 et MJ-3 après l'installation de supports rigides aux connexions défailtantes C-2 et C-3

Les efforts internes dans la poutre centrale obtenus par les analyses structurales 3-D du spécimen durant la phase initiale (avant fissure) et sous un chargement générique sont présentés dans les figures 58 et 59. Ces résultats sont utilisés pour le calcul des intervalles de contrainte dans les connexions soudées, ainsi que pour le calcul du nombre de cycles à la rupture comme décrit dans la section suivante.

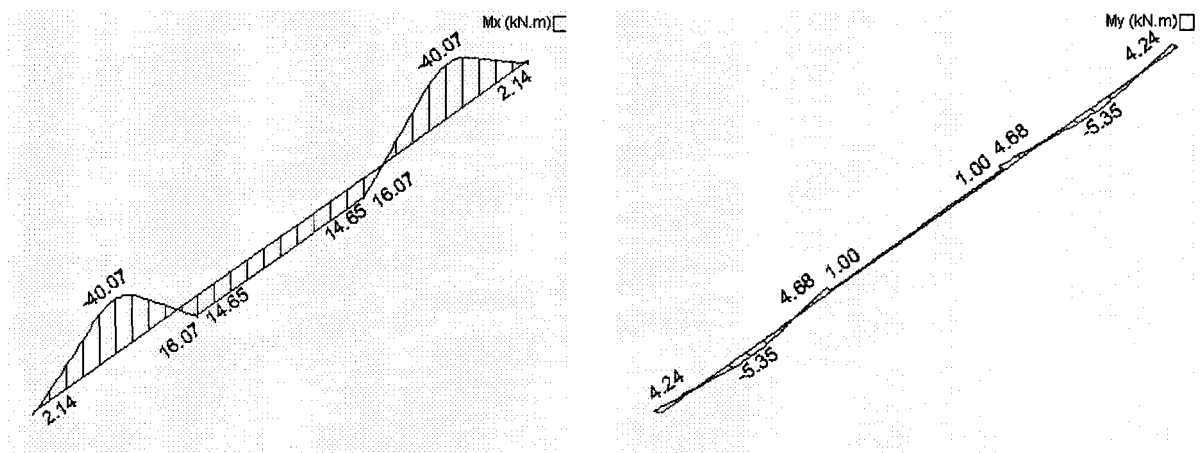


Figure 58 $M_V(M_x)$ et $M_H(M_y)$ de la poutre centrale par les analyses 3-D

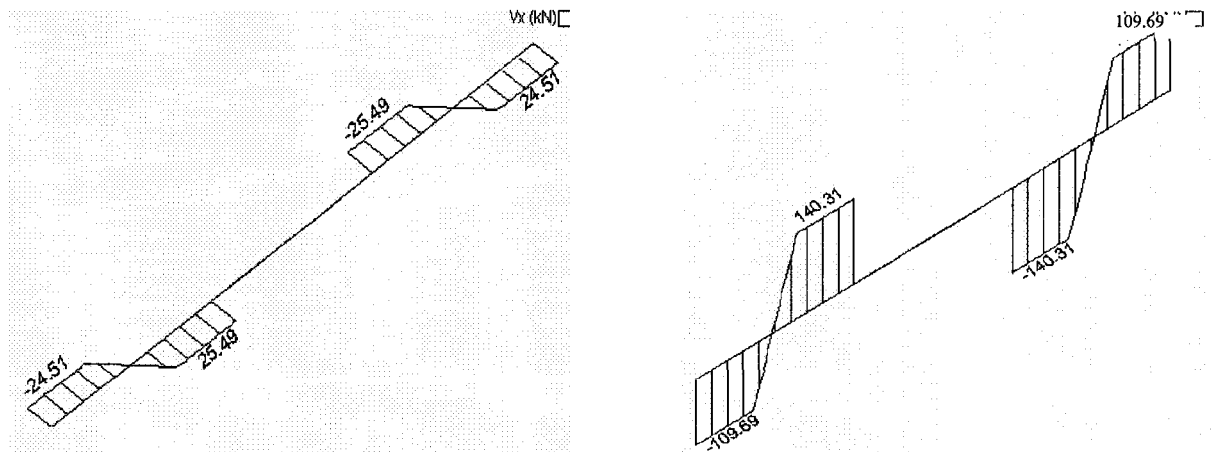


Figure 59 $R_H(V_x)$ et $R_V(V_y)$ de la poutre centrale par les analyses 3-D

7.3 Courbes de fatigue selon AASHTO LRFD

Les différentes catégories de fatigue de l'AASHTO LRFD (AASHTO, 1998) sont définies en terme de courbes S-N (Intervalle de contrainte versus Nombre de cycles). La relation entre les intervalles de contrainte et le nombre de cycle dans la zone de vie finie est donnée par Eq. (3.3) :

$$N = \frac{A}{S_{\text{reff}}^3}$$

Pour les connexions soudées, l'intervalle de contrainte effectif utilisé dans Eq. (3.3) sera la plus grande valeur (voir section 7.4) obtenue des trois types de fissures possibles : Type A, Type B et Type C. Ces types de fissure sont définis dans la section 6.3.1 et illustré par la figure 49.

7.4 Évaluation de l'intervalle de contrainte aux connexions soudées

Selon le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997), l'intervalle de contrainte nominal (Δf) pour chaque type de fissure et pour chaque connexion peut être déterminé en utilisant l'Eq. (7.2), qui combine les intervalles de contrainte horizontal (SRB) et vertical (SRZ). Ces intervalles de contrainte sont calculés différemment pour les fissures de type A, B et C, comme présenté ci-dessous.

$$\Delta f = \sqrt{S_{RB}^2 + S_{RZ}^2} \quad (7.2)$$

Où:

Δf = intervalle de contrainte nominale au niveau de la soudure

S_{RB} = intervalle de contrainte horizontale dû aux moments flechissants dans la poutre centrale ou dans la barre de support

S_{RZ} = intervalle de contrainte verticale dans la connexion soudée. La charge verticale et le moment de renversement sont inclus dans cet intervalle de contrainte.

Dans les sections suivantes, un exemple de calcul est présenté pour les connexions intérieures à la phase initiale du test, en utilisant les résultats fournis par le modèle 3-D soumis à une charge générique. Il est à noter que les intervalles de contraintes dans les connexions extérieures sont calculés par les mêmes équations. Généralement, l'intervalle de contrainte dans les connexions intérieures est 25% plus élevé que dans les connexions extérieures.

7.4.1 Fissure de Type A

Une fissure de type A est due à la combinaison de deux composantes:

- L'intervalle de contrainte horizontale dû aux moments dans la poutre centrale (S_{RB}) causé par les composantes verticale et horizontale de la charge,
- L'intervalle de contrainte vertical dans la soudure causé par la réaction verticale et l'excentricité de la réaction horizontale (S_{RZ}) (voir figure 60). La fissure de type A est illustrée dans la figure 49.

En prenant en compte la location des charges appliquées durant le test, les équations proposé dans le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997) pour la contrainte due au moment horizontal et la contrainte verticale donnent :

$$S_{RB} = \frac{M_V}{S_{Xcb}} + \frac{M_H}{S_{Ycb}} \quad (7.3)$$

$$S_{RZ} = \frac{R_H \times 0}{S_{Wtop}} + \frac{R_V}{A_{Wtop}} \quad (7.4)$$

Où :

R_V = réaction verticale dans la connexion

R_H = réaction horizontale dans la connexion

M_V = moment vertical dans la poutre centrale dû à la force verticale

M_H = moment horizontal dans la poutre centrale dû à la force horizontale

S_{xcb} = module de section dans la direction x de la poutre centrale

S_{ycb} = module de section dans la direction y de la poutre centrale

A_{wtop} = surface de soudure au-dessus de la connexion (51 mm x 71 mm)

S_{wtop} = module de section de la soudure au-dessus de la connexion (51 mm x (71 mm)²/6)

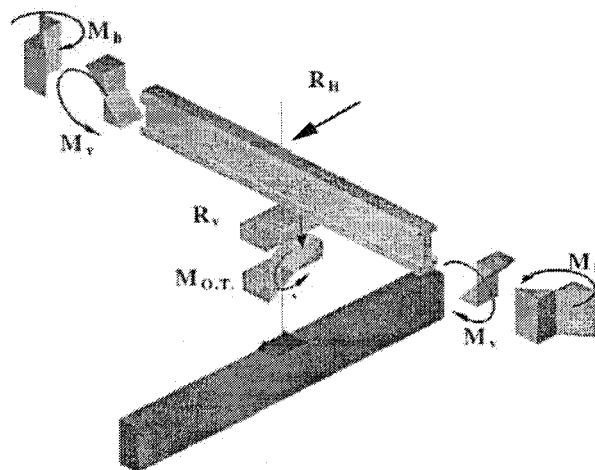


Figure 60 Contraintes et forces associées à la fissure de type A
(Source : Adaptation de Dexter et al., 1997)

Le Tableau VIII présente un résumé des propriétés de la section utilisée pour calculer les intervalles de contrainte pour les trois types de fissures. Les forces internes aux connexions obtenues par l'analyse sont aussi présentées dans le Tableau VII.

Tableau VIII

Propriétés des sections et résultats des analyses utilisés pour le calcul des intervalles de contrainte pour les fissurations de type A, B et C

| | Type A | Type B | Type C |
|-------------------|---------|---------|--------|
| $A_{wtop} (mm^2)$ | 3 621 | - | - |
| $A_{wmid} (mm^2)$ | - | - | 4 011 |
| $A_{wbot} (mm^2)$ | - | 5 040 | - |
| $S_{wtop} (mm^3)$ | 42 850 | - | - |
| $S_{wmid} (mm^3)$ | - | - | 63 840 |
| $S_{wbot} (mm^3)$ | - | 100 800 | - |
| $S_{Xcb} (mm^3)$ | 160 100 | - | - |
| $S_{Ycb} (mm^3)$ | 40 500 | - | - |
| $S_{Xsb} (mm^3)$ | - | 133 360 | - |
| $S_{Ysb} (mm^3)$ | - | 133 360 | - |
| $d_{cb} (mm)$ | 130 | 130 | - |
| $d_{sb} (mm)$ | - | 130 | - |
| $h_w (mm)$ | - | 25 | 25 |
| $L_{sb} (mm)$ | - | 950 | - |
| $L_w (mm)$ | - | 120 | - |
| $R_V (kN)$ | 140,29 | 140,29 | 139,44 |
| $R_H (kN)$ | 25,49 | 25,49 | 26,53 |
| $M_V (kNm)$ | 16,07 | 33,3 | - |
| $M_H (kNm)$ | 4,68 | - | - |
| $S_{RB} (MPa)$ | 215,9 | 258,4 | 0 |
| $S_{RZ} (MPa)$ | 38,7 | 34,2 | 40,0 |
| $\Delta f (MPa)$ | 219,3 | 260,7 | 40,0 |

Où:

A_{wmid} = surface de soudure au milieu de la connexion (42 mm × 95,5 mm)

S_{wmid} = module de section de la soudure au milieu de la connexion (42 mm × (95,5 mm)² / 6)

- A_{Wbo} = surface de soudure au bas de la connexion (42 mm × 120 mm)
 S_{Wbo} = module de section de la soudure au bas de la connexion (42 mm × (120 mm)² / 6)
 S_{Xsb} = module de section dans la direction x de la barre de support
 S_{Ysb} = module de section dans la direction y de la barre de support
 d_{sb} = hauteur de la barre de support
 d_{cb} = hauteur de la poutre centrale
 L_{sb} = longueur totale d'une portée de barre de support
 L_W = longueur de la soudure

La contrainte due au moment horizontal et la contrainte verticale (respectivement S_{RB} and S_{RZ}) pour la fissure de Type A sont calculées de la manière suivante :

$$S_{RB} = \frac{M_V}{S_{Xcb}} + \frac{M_H}{S_{Ycb}} \quad (7.3)$$

$$S_{RB} = \frac{16,07 \times 10^6 \text{ Nmm}}{160,1 \times 10^3 \text{ mm}^3} + \frac{4,68 \times 10^6 \text{ Nmm}}{40,5 \times 10^3 \text{ mm}^3} = 215,9 \text{ MPa}$$

$$S_{RZ} = \frac{R_V}{A_{Wtop}} \quad (7.4)$$

$$S_{RZ} = \frac{140,29 \times 10^3 \text{ N}}{3621 \text{ mm}^2} = 38,7 \text{ MPa}$$

Alors, l'intervalle de contrainte à la soudure (Δf) est :

$$\Delta f = \sqrt{215,9^2 + 38,7^2} = 219,3 \text{ MPa}$$

7.4.2 Fissure de type B

Une fissure de type B est due à la combinaison de deux composantes:

- L'intervalle de contrainte horizontale dû aux moments dans la poutre centrale (S_{RB}) causé par les composantes verticale et horizontale de la charge
- L'intervalle de contrainte vertical dans le bas de la soudure (S_{RZ}) (voir figure 61).

La fissure de type B est illustrée dans la figure 49.

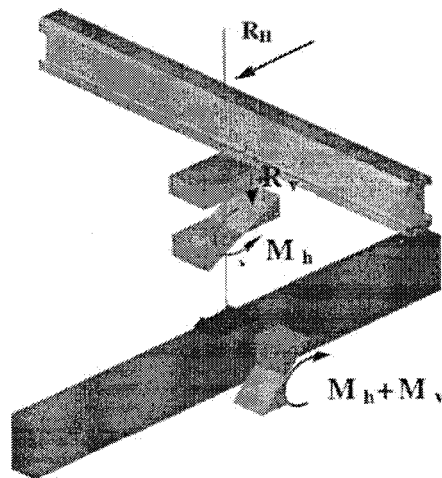


Figure 61 Contraintes et forces associées à la fissure de type B
(Source : Adaptation de Dexter et al., 1997)

La figure 62 montre les forces appliquées et le diagramme de moment fléchissant pour la barre de support.

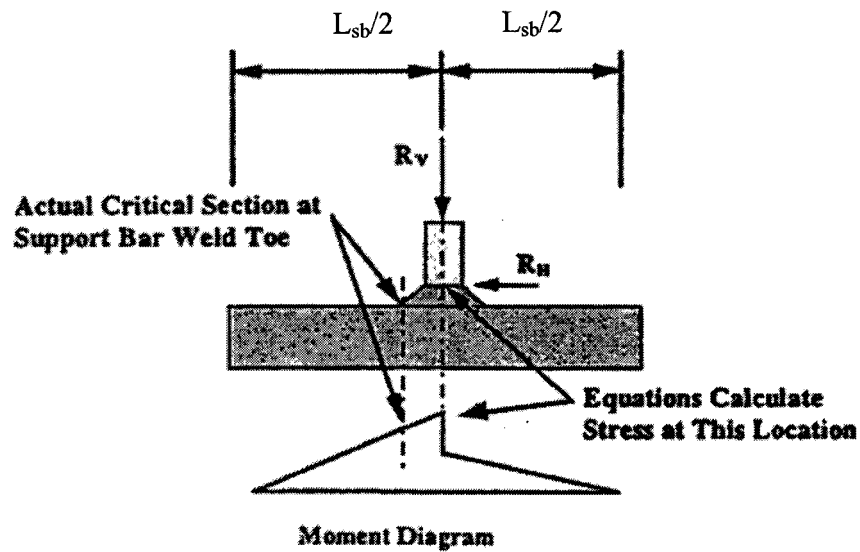


Figure 62 Forces appliquées et diagramme du moment fléchissant de la barre de support
(Source : Adaptation de Dexter et al., 1997)

L'intervalle de contrainte horizontale dans la barre de support (SRB) et l'intervalle de contrainte verticale au bas de la soudure (SRZ) sont donnés par (adapté du rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997) aux conditions réelles de test) :

$$S_{RB} = \frac{M_V}{S_{Xsb}} + \frac{1}{2} \frac{R_H \times \left(h_w + \frac{1}{2} d_{sb} \right)}{S_{Xsb}} \quad (7.5)$$

$$S_{RZ} = \frac{R_H \times h_w}{S_{Wbot}} + \frac{R_v}{A_{Wbot}} \quad (7.6)$$

Le moment dans la barre de support (M_v) est le résultat de la seule réaction verticale, le moment additionnel dû à la force horizontale est obtenu par le second terme de l'Eq. (7.7) au dessous.

$$M_v = R_v \times \frac{L_{sb}}{4} \quad (7.7)$$

$$M_v = \left(140,29 \text{ kN} \times \frac{0,95 \text{ m}}{4} \right) = 33,3 \text{ kNm}$$

Ensuite, S_{RB} et S_{RZ} peuvent être calculés en utilisant les Eqs. (7.5) et (7.6). Il s'en suit :

$$S_{RB} = \frac{33,3 \times 10^6 \text{ Nmm}}{133,36 \times 10^3 \text{ mm}^3} + \frac{1}{2} \frac{25,49 \times 10^3 \text{ N} \left(25 \text{ mm} + \frac{130 \text{ mm}}{2} \right)}{133,36 \times 10^3 \text{ mm}^3} = 258,4 \text{ MPa}$$

$$S_{RZ} = \frac{25,49 \times 10^3 \text{ N} \times 25 \text{ mm}}{100,8 \times 10^3 \text{ mm}^3} + \frac{140,29 \times 10^3 \text{ N}}{5040 \text{ mm}^2} = 34,2 \text{ MPa}$$

L'intervalle de contrainte nominal (Δf) pour une fissure de type B peut ensuite être calculé par l'Eq. (7.2), qui donne:

$$\Delta f = \sqrt{258,4^2 + 34,2^2} = 260,7 \text{ MPa}$$

7.4.3 Fissure de Type C

La fissuration de type C est due à l'intervalle de contrainte verticale au niveau de la soudure (voir figure 63). La fissuration de type C est illustrée par la figure 49.

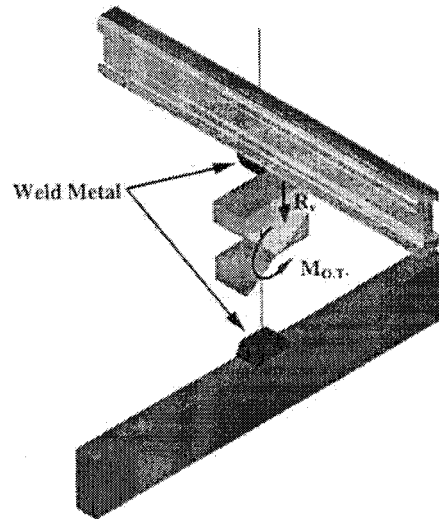


Figure 63 Contraintes et forces associées à la fissure de type C
(Source : Adaptation de Dexter et al., 1997)

L'intervalle de contrainte vertical dans la soudure est calculé par l' Eq. (7.8).

$$S_{RZ} = \frac{R_H \times \left(\frac{h_w}{2} \right)}{S_{Wmid}} + \frac{R_V}{A_{Wmid}} \quad (7.8)$$

$$S_{RZ} = \frac{25,49 \times 10^3 N \times \left(\frac{25mm}{2} \right)}{63,84 \times 10^3 mm^3} + \frac{140,29 \times 10^3 N}{4011 mm^2} = 40,0 MPa$$

L'intervalle de contrainte nominal est :

$$\Delta f = S_{RZ} = 40,0 MPa$$

Les intervalles de contrainte (Δf) correspondent aux fissurations de type A, B et C sont présentés dans le Tableau IX pour comparaison.

Similairement, les intervalles de contraintes pour les connexions extérieures sont évalués en utilisant les mêmes équations, et les résultats sont aussi présentés dans le Tableau IX.

Tableau IX

Intervalles de contrainte dans les connexions intérieures et extérieures

| | | Fissuration de Type A | Fissuration de Type B | Fissuration de Type C |
|---|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Intervalle de contrainte Δf (MPa) | Connexions intérieures | 219,3 | 260,7 | 40,0 |
| | Connexions extérieures | 121,9 | 205,6 | 32,2 |

Ce tableau montre que l'intervalle de contrainte maximum pour une charge appliquée de 255 kN par vérin est de 260,7 MPa dans les connexions intérieures et de 205,6 MPa dans les connexions extérieures.

7.4.4 Évaluation du nombre de cycles

L'espérance de vie minimale pour qualifier les connexions soudées à la catégorie C est évaluée pour les connexions intérieures et extérieures pour les trois spécimens testés. Les résultats sont résumés dans le Tableau X. Un exemple de calcul est fourni ci-après pour une connexion intérieure du spécimen MJ-1 sur la base des résultats d'analyse structural obtenus par le modèle 3-D pour la phase initiale du test (avant la défaillance d'une connexion).

Exemple de calcul de l'espérance de vie minimale (Nombre de cycles requis)

Comme montré dans le Tableau IX, l'intervalle de contrainte dans les connexions intérieures pour une charge générique de 255 kN par vérin est de 260,7 MPa et correspond à une fissuration de type B.

Pour le spécimen MJ-1, l'intervalle de charge résultant appliqué lors de la phase initiale du test est : 101 kN ($\pm 50,5$ kN) par vérin. Par une interpolation linéaire, l'intervalle de contrainte dans les connexions intérieures pour cet intervalle de charge, (Δf_{test}), est:

$$\Delta f_{test} = \frac{101kN}{255kN} \times 260,7MPa = 103,3MPa = 14,9ksi$$

En prenant pour hypothèse que la connexion soudée est de catégorie C (ou C') de l'AASHTO en fatigue, le nombre minimal de cycles à appliquer à une connexion intérieure avant rupture est trouvé (1 315 000 cycles) en utilisant l' Eq.(7.1).

$$N = \frac{A}{S_{eff}^3} = \frac{44,0 \times 10^8}{14,9^3} = 1315\,000 \text{ Cycles}$$

Lors du test, une charge statique d'au moins 45 kN par vérin est maintenue tout le temps. Ainsi, la charge varie entre 45 kN et 146 kN (i.e., 45 kN + 101 kN) avec une valeur moyenne de 95,5 kN, comme montré dans le Tableau X.

Tableau X
Charges appliquées et amplitudes de charge par vérin

| Spécimen | Nombre de cycles requis pour qualifier le détail à la Catégorie C | | Intervalle de contrainte calculé (MPa) | | Charge moyenne appliquée par vérin (kN) | Amplitude de charge par vérin (kN) | Intervalle de charge par vérin (kN) |
|----------|---|------------------------|--|------------------------|---|------------------------------------|-------------------------------------|
| | Connexions intérieures | Connexions extérieures | Connexions intérieures | Connexions extérieures | | | |
| MJ-1 | 1 315 000 | 2 687 000 | 103,3 | 81,4 | 95,5 ^(**) | ± 50,5 ^(*) | 101 |
| MJ-2 | 563 000 | 1 150 000 | 137,0 | 108,0 | 108 | ± 63 | 126 |
| MJ-3 | 256 000 | 521 000 | 178,3 | 140,6 | 127 | ± 82 | 164 |

$$(*) A_{actuator} = \frac{F_{ar}}{2} = \frac{101}{2} = 50,5 kN$$

$$(**) F_{actuator} = 45 kN + A_{actuator} = 45 + 50,5 = 95,5 kN$$

Il est à noter que les intervalles de contrainte calculés listés au tableau X sont valides du commencement du test en fatigue jusqu'à la rupture de la première connexion. Ensuite, et comme expliqué plus tôt, les intervalles de contraintes sont sensiblement différents lorsque les nouvelles conditions de support et de chargement sont prises en compte après la rupture de la première connexion (voir chapitre 8 pour plus de détails).

7.5 Déformations calculées aux emplacements des jauges

Les valeurs théoriques des déformations aux emplacements des jauges sont calculées à partir des contraintes correspondantes en utilisant la théorie classique des poutres comme il suit :

1. Déterminer les contraintes verticales (σ_v) et horizontales (σ_H) aux emplacements des jauges de déformation, où les contraintes σ_v and σ_H sont dans le plan

horizontal induit respectivement par la composante perpendiculaire et tangentielle de la charge.

2. Déterminer les déformations :

$$\varepsilon_V = \frac{\sigma_V}{E} \qquad \varepsilon_H = \frac{\sigma_H}{E} \qquad (7.9a) \text{ et } (7.9b)$$

3. Calculer la résultante des déformations :

$$\varepsilon = \varepsilon_V + \varepsilon_H \qquad (7.10)$$

Les valeurs théoriques obtenues des déformations aux emplacements des jauges de déformation sont présentées dans le chapitre 8, avec les valeurs expérimentales.

CHAPITRE 8

RÉSULTATS ET OBSERVATIONS

Un résumé des résultats des tests est présenté dans la Section 8.1. Les résultats détaillés sont présentés respectivement dans les Sections 8.2, 8.3 et 8.4 pour les spécimens MJ-1, MJ-2 et MJ-3.

8.1 Résumé des résultats

8.1.1 Tests de répétabilité et de calibration

La stabilité des valeurs obtenues, la répétabilité des valeurs et la validité des modèles ont été établis pour chaque test comme détaillé ci-dessous dans les Sections 8.2 à 8.4. Le modèle 3-D est plus précis que le modèle 1-D. Cependant, le modèle 1-D peut fournir des résultats raisonnablement précis pour les intervalles de contraintes considérés dans cette étude.

8.1.2 Résultats des tests de fatigue

Les résultats des tests sont résumés dans le Tableau XI.

Les trois types de fissuration définis par le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997) se sont produits lors des tests. La fissuration de Type A est intervenue dans une connexion intérieure du spécimen MJ-1. Cette fissure a progressé dans la poutre centrale avant d'atteindre le critère de rupture. Cinq fissures de type B se sont produites. Ce type de fissure a progressé dans les barres de support. Une fissuration de type C s'est produite dans une connexion externe de second spécimen (MJ-2). Cette fissure a progressé dans la soudure mais n'a jamais atteint le critère de rupture.

Tableau XI

Résultats des tests pour les trois spécimens

| Spécimen | Connexion | Nombre de cycles à la première fissure | Type de fissure | Nombre de cycles à la rupture ^(a) | Propagation de la fissure | Observations |
|-------------|-----------|--|-----------------|--|---------------------------|--|
| MJ-1 | C-1 | - | - | - | - | Pas de fissure. Test stoppé à 1 950 000. |
| | C-2 | 1 500 000 | A | 1 950 000 | Poutre centrale | |
| | C-3 | - | - | - | - | Pas de fissure. Test stoppé à 3 600 000. |
| | C-4 | 3 500 000 | B | 3 600 000 | Barre de support | |
| MJ-2 | C-1 | 2 557 000 | C | - | Soudure | Pas de rupture. Test stoppé à 3 131 000. |
| | C-2 | - | - | - | - | Pas de fissure. Test stoppé à 3 131 000. |
| | C-3 | 1 640 000 | B | 1 660 000 | Barre de support | |
| | C-4 | - | - | - | - | Pas de fissure. Test stoppé à 2 040 680. |
| MJ-3 | C-1 | 1 007 000 | B | - | Barre de support | Pas de rupture. Test stoppé à 1 120 000. |
| | C-2 | 747 000 | B | 838 000 | Barre de support | |
| | C-3 | 530 000 | B | 567 900 | Barre de support | |
| | C-4 | - | - | - | - | Pas de fissure. Test stoppé à 1 000 000. |

Note : (a) La rupture est définie lorsque :

- Une fissure se propage sur une distance de $d/2$ à partir du point d'origine, d étant la hauteur de la poutre (fissuration de Type A ou B).
- Une rupture complète de la soudure se produit (fissuration de Type C).

8.1.3 Comparaison avec les Catégories C et C' de l'AASHTO

Lorsqu'il y a rupture d'une connexion, l'intervalle de contrainte dans les connexions restantes change. Bien que des ajustements ont été effectués pour garder l'intervalle de contrainte constant, des variations des intervalles de contrainte ont été observées. La règle linéaire de Miner a ainsi été utilisée afin de prendre en compte de telles variations en calculant l'intervalle de contrainte équivalent pour chaque connexion (voir section 3.4.7).

Un exemple de calcul de l'intervalle de contrainte équivalent en utilisant l'Eq. (3.10) est présenté dans la Section 8.2.

Les onze points Seq-Ntest (Intervalle de contrainte versus Nombre de cycles) obtenus par les tests des trois spécimens sont placés sur la figure 64 et comparés aux limites inférieures des courbes S-N de Catégorie C et C' données par l'*AASHTO LRFD 1998 Bridge Design Specification* (AASHTP, 1998). La figure montre que les onze points sont au-dessus de la limite inférieure des courbes de fatigue des Catégories C et C'.

Ces résultats montrent clairement que la résistance à la fatigue des joints modulaires d'expansion Z-Tech avec connexions soudées pleine pénétration est compatible avec les catégories C et C'.

Il faut cependant noter que le douzième point correspondant à la connexion C-1 du spécimen MJ-1 n'a pas été reporté sur la figure 64. En effet, le test a été stoppé (sans détection de fissure) avant d'atteindre le nombre de cycles nécessaire pour qualifier le détail aux catégories C et C' (Il aurait été nécessaire de continuer le test jusqu'à 2 687 000 cycles).

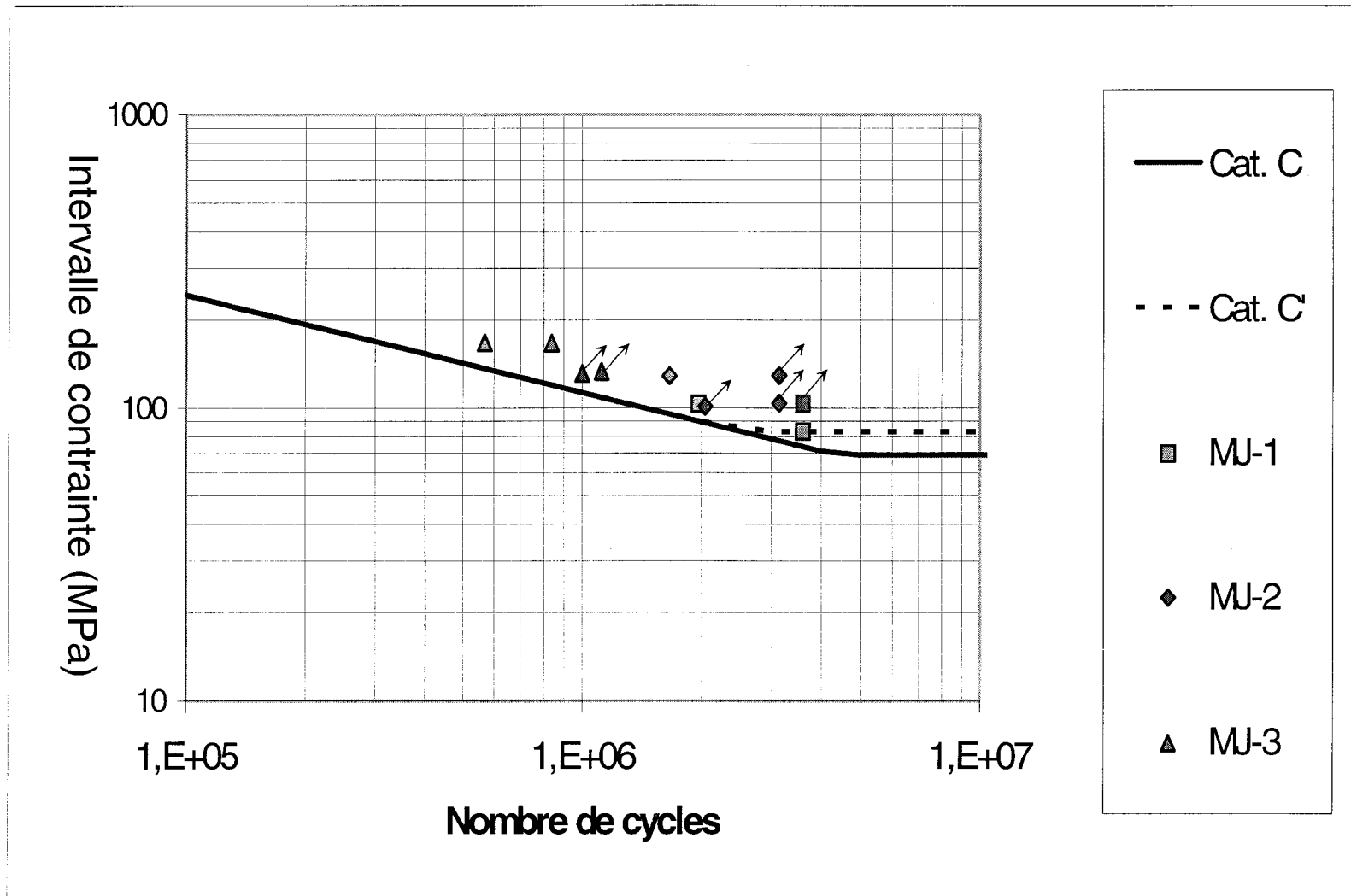


Figure 64 Comparaison des résultats avec les courbes S-N de l' AASHTO Bridge Specifications pour les trois spécimens

8.2 Résultats détaillés du test du spécimen MJ-1

8.2.1 Vérification de la répétabilité

Le tableau XII montre les déformations expérimentales obtenues à différents emplacements pour les trois tests de calibration statiques qui ont été effectués avant le test en fatigue. L'intervalle de déformation mesuré ne varie pas plus de 11%, ce qui reste en dessous de la limite de 25% recommandée dans le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997). Ainsi, la stabilité des mesures est établie.

Contrairement aux deux autres spécimens, les tests de calibration ont été effectués à un intervalle de charge de 45 kN/vérin et non à la charge maximale atteinte durant le test.

8.2.2 Calibration Tests

Le tableau XIII résume les résultats des tests de calibration. Les déformations expérimentales à différents emplacements obtenus par des tests statiques sont comparées aux déformations données par les modèles 3-D et 1-D aux mêmes emplacements (voir chapitre 7). La majorité des jauges donne des valeurs en dessous de la limite des 25%. Ainsi la variation maximale entre les valeurs expérimentales et théoriques est de 21% pour le modèle 3-D, ce qui est raisonnable, à l'exception des jauges No. 7, No. 8, No. 17 et No. 18. Ces quatre jauges sont localisées près des points d'inflexion dans la poutre centrale, là où les valeurs théoriques sont proches de zéro. Ainsi, les valeurs mesurées sont très petites et inférieures à la sensibilité des jauges électriques. La validité du modèle 3-D utilisé est ainsi confirmée

Le modèle 1-D fournit seulement 14 valeurs sur 24 à l'intérieur de la limite de 25%. De plus, le modèle 1-D donne des variations entre les valeurs expérimentales et théoriques plus élevées qu'avec le modèle 3-D. Ainsi, le modèle 1-D est moins précis que le modèle 3-D pour ce test de calibration. Cependant, les performances du modèle 1-D

pour les deux autres spécimens testés sont bien meilleures. Cela est probablement dû au fait que ces tests de calibrations ont été effectués à des niveaux de contraintes plus élevés, les même que ceux utilisés pour les tests en fatigue. Ainsi, de meilleurs résultats auraient été obtenu par le modèle 1-D au même intervalle de charge que celui utilisé pour le test en fatigue.

Tableau XII

Déformations expérimentales pour les trois tests de calibration statique pour MJ-1

| Jauge | RUN | | | Moyenne mesurée | Variation maximum %* |
|-------|------|------|------|-----------------|----------------------|
| | 1 | 2 | 3 | | |
| 1 | 76 | 70 | 67 | 71 | 7% |
| 2 | 57 | 53 | 62 | 57 | 8% |
| 3 | 144 | 145 | 142 | 144 | 1% |
| 4 | 121 | 121 | 119 | 120 | 1% |
| 5 | 116 | 116 | 121 | 118 | 3% |
| 6 | 102 | 103 | 105 | 103 | 2% |
| 7 | 13 | 13 | 15 | 14 | 10% |
| 8 | 15 | 15 | 16 | 15 | 4% |
| 9 | -81 | -81 | -81 | -81 | 0% |
| 10 | -67 | -67 | -67 | -67 | 0% |
| 11 | NG | NG | NG | NG | NG |
| 12 | -61 | -61 | -63 | -62 | 2% |
| 13 | -78 | -78 | -78 | -78 | 0% |
| 14 | -63 | -60 | -62 | -62 | 3% |
| 15 | -77 | -77 | -76 | -77 | 1% |
| 16 | -65 | -65 | -64 | -65 | 1% |
| 17 | 11 | 11 | 13 | 12 | 11% |
| 18 | 12 | 12 | 14 | 13 | 11% |
| 19 | 114 | 114 | 116 | 115 | 1% |
| 20 | 96 | 96 | 99 | 97 | 2% |
| 21 | 146 | 146 | 141 | 144 | 2% |
| 22 | 122 | 122 | 119 | 121 | 2% |
| 23 | 62 | 62 | 61 | 62 | 1% |
| 24 | NG | 64 | 62 | 63 | 2% |
| 25 | -69 | -69 | -68 | -69 | 1% |
| 26 | -108 | -110 | -109 | -109 | 1% |
| 27 | -104 | -104 | -103 | -104 | 1% |
| 28 | -130 | -131 | -132 | -131 | 1% |
| 29 | -124 | -125 | -126 | -125 | 1% |
| 30 | -121 | -121 | -122 | -121 | 1% |
| 31 | -116 | -118 | -120 | -118 | 2% |
| 32 | -90 | -94 | -90 | -91 | 3% |
| 33 | -82 | -82 | -80 | -81 | 2% |
| 34 | 227 | 227 | 227 | 227 | 0% |
| 35 | 222 | 222 | 222 | 222 | 0% |

Notes:

$$* \quad \frac{|\max(R1\text{-moyenne}, R2\text{-moyenne}, R3\text{-moyenne})|}{\text{moyenne}} \times 100\%$$

NG = La jauge à cet emplacement ne fonctionne pas correctement

Tableau XIII

Comparaison des résultats du test de calibration avec les valeurs théoriques pour MJ-1

| Jauge | Moyenne mesurée | Théorique | | Différence maximum %** | |
|-------|-----------------|-----------|------|------------------------|-----|
| | | 3-D | 1-D | 3-D | 1-D |
| 1 | 71 | 75 | 55 | 6 | 30 |
| 2 | 57 | 58 | 100 | 2 | 43 |
| 3 | 144 | 163 | 200 | 12 | 28 |
| 4 | 120 | 128 | 109 | 6 | 10 |
| 5 | 118 | 138 | 151 | 8 | 22 |
| 6 | 103 | 97 | 84 | 7 | 23 |
| 7 | 14 | 2 | 19 | 600 | 27 |
| 8 | 15 | 23 | 13 | 35 | 18 |
| 9 | -81 | -89 | -113 | 9 | 28 |
| 10 | -67 | -73 | -59 | 8 | 14 |
| 11 | NG | -89 | -113 | - | - |
| 12 | -62 | -73 | -59 | 15 | 6 |
| 13 | -78 | -89 | -113 | 12 | 31 |
| 14 | -62 | -73 | -59 | 15 | 6 |
| 15 | -77 | -89 | -113 | 13 | 32 |
| 16 | -65 | -73 | -59 | 10 | 11 |
| 17 | 12 | 2 | 19 | 500 | 38 |
| 18 | 13 | 23 | 13 | 44 | 3 |
| 19 | 115 | 128 | 151 | 10 | 24 |
| 20 | 97 | 97 | 84 | 0 | 15 |
| 21 | 144 | 163 | 200 | 12 | 28 |
| 22 | 121 | 128 | 109 | 5 | 11 |
| 23 | 62 | 58 | 100 | 7 | 38 |
| 24 | 63 | 75 | 55 | 16 | 15 |
| 25 | -69 | -81 | -86 | 15 | 20 |
| 26 | -109 | -115 | NC | 5 | NC |
| 27 | -104 | -94 | NC | 11 | NC |
| 28 | -131 | -144 | NC | 9 | NC |
| 29 | -125 | -122 | NC | 4 | NC |
| 30 | -121 | -144 | NC | 16 | NC |
| 31 | -118 | -122 | NC | 3 | NC |
| 32 | -91 | -115 | NC | 21 | NC |
| 33 | -81 | -94 | NC | 14 | NC |
| 34 | 227 | 220 | NC | 3 | NC |
| 35 | 222 | 220 | NC | 1 | NC |

Notes:

** $\frac{|(\text{moyenne} - \text{théorique})|}{\text{théorique}} \times 100\%$

NC La déformation en ce point n'est pas calculée par le modèle 1-D

NG Pas de jauge de déformation à cet emplacement

8.2.3 Résultats du test en fatigue

Le tableau XIV résume les résultats du test pour le spécimen MJ-1 sous un chargement dynamique.

La première fissure a pris place sur l'extérieur de la connexion C-2 (voir figure 40) après approximativement 1 500 000 cycles (voir figure 65). Cette première fissure est de type A, elle est apparue au niveau de la soudure, puis a progressé dans la poutre centrale. Le critère de rupture (voir section 6.3.1 et figure 49) à 1 950 000 cycles (voir figure 66). Après la défaillance de la connexion C-2, le vérin associé a été arrêté, et le second vérin a été ajusté comme indiqué dans le tableau XIV.

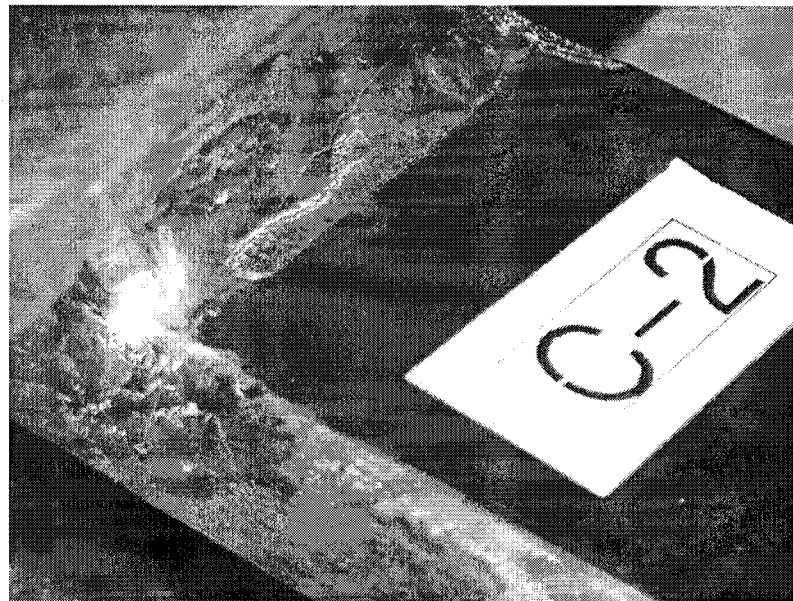


Figure 65 Première fissure à la connexion C-2 à 1 500 000 cycles

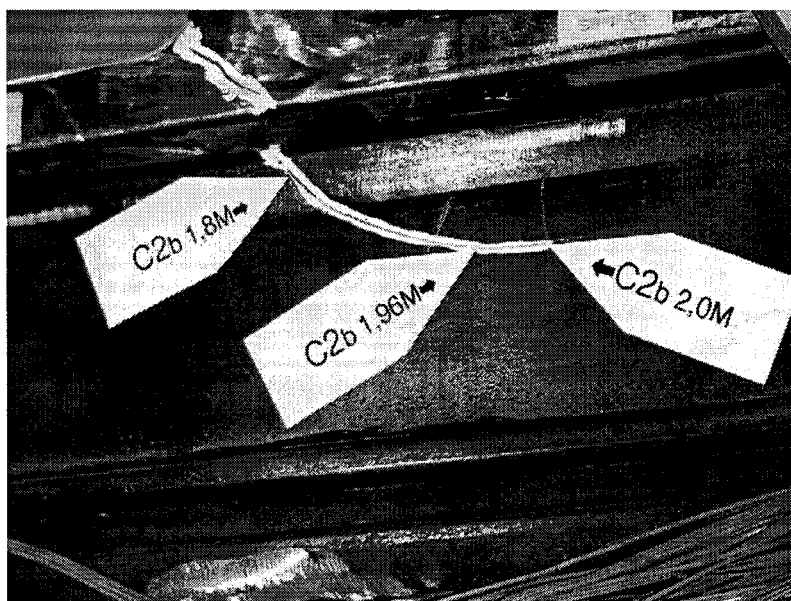


Figure 66 Fissure de type A à la connexion C-2 à 1 950 000 cycles

Dans cette nouvelle configuration, seules les connexions C-3 et C-4 (voir figure 40) sont testées. La seconde fissure s'est produite sur l'extérieur de la connexion C-4. Cette fissure est apparue au niveau de la soudure après 3 500 000 cycles. Cette fissure est de type B et a progressé rapidement dans la barre de support avant d'atteindre le critère de rupture à 3 600 000 cycles (voir figure 67). Aucune fissure n'a été observée dans les connexions C-1 et C-3.

Le tableau XIV résume les différentes étapes de chargement pour chaque connexion.

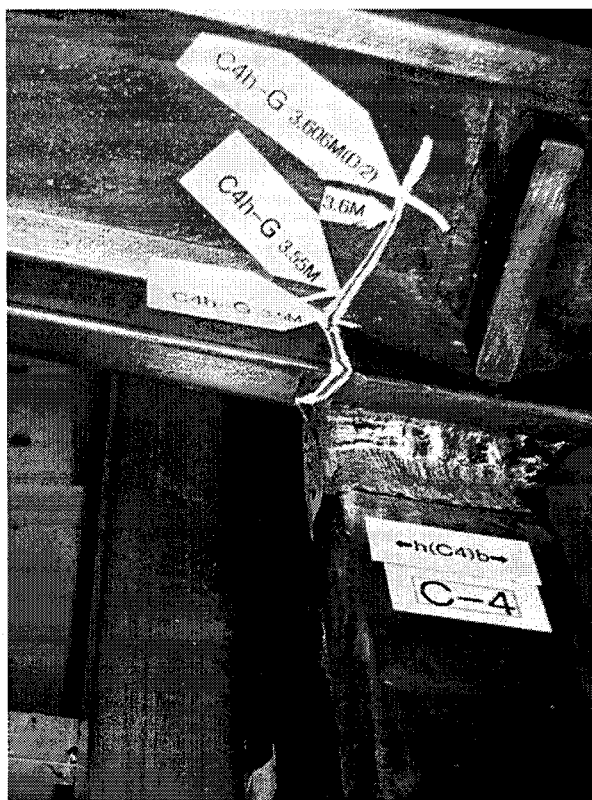


Figure 67 Fissure de type B à la connexion C-4 à 3 600 000 cycles

Tableau XIV

Différentes étapes de chargement durant le test de MJ-1

| Connexions | Cycles | Vérins activés | Charge |
|------------|-----------------------------|-------------------|---------------------|
| C-1 | De 0 à 1 950 000 | A1 et A2 | 95,5 kN +/- 50,5 kN |
| C-2 | De 0 à 1 950 000 | A1 et A2 | 95,5 kN +/- 50,5 kN |
| C-3 | De 0 à 1 950 000 | A1 et A2 | 95,5 kN +/- 50,5 kN |
| | De 1 950 000 à 3 600 000 | A2 | 96,5 kN +/- 51,5 kN |
| C-4 | De 0 à 1 950 000 | A1 et A2 | 95,5 kN +/- 50,5 kN |
| | De 1 950 000 à 3 600 000 | A2 | 96,5 kN +/- 51,5 kN |

Les résultats du test sont résumés dans le tableau XV.

Tableau XV

Résumé des résultats du test pour MJ-1

| Connexion | Nombre de cycles à la première fissure | Type de fissure | Nombre de cycles à la rupture | Propagation de la fissure | Observations |
|-----------|--|-----------------|-------------------------------|---------------------------|--|
| C-1 | | | | | Pas de fissure. Test stoppé à 1 950 000 . |
| C-2 | 1 500 000 | A | 1 950 000 | Poutre centrale | Rupture |
| C-3 | | | | | Pas de fissure. Test stoppé à 3 600 000 . |
| C-4 | 3 500 000 | B | 3 600 000 | Barre de support | Rupture |

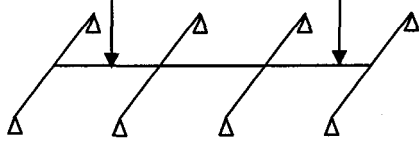
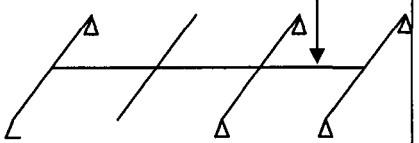
8.2.4 Comparaison avec les catégories C et C' de l'AASHTO

L'Eq. (3.10) donne les intervalles de contrainte équivalents pour les quatre connexions. Les résultats sont fournis dans le tableau XVI. Par exemple, l'intervalle de contrainte équivalent pour la connexion C-4 est calculé comme il suit:

$$S_{eq} = \sqrt[3]{\frac{\sum_{i=1}^{i=2} n_i \times S_i^3}{\sum_{i=1}^{i=2} n_i}} = \sqrt[3]{\frac{n_1 \times S_1^3 + n_2 \times S_2^3}{n_1 + n_2}} = \sqrt[3]{\frac{1\,950\,000 \times 81,4^3 + 1\,650\,000 \times 85,0^3}{3\,600\,000}} = 83,1 \text{ MPa}$$

Tableau XVI

Différentes étapes de chargement durant le test de MJ-1

| MJ-1 | 1 ^{ère} Étape | 2 ^{ème} Étape | S _{eq} |
|--------------------------------|---|--|-----------------|
| Vérins | A1 et A2 | A1 | |
| Intervalle de charge (kN) | 101 | 103 | |
| Modèle structural |  |  | |
| Nombre de cycles: $\sum(n_i)$ | 1 950 000 | 1 650 000 | 3 600 000 |
| Intervalle de contrainte (MPa) | C-1 81,4 | Pas de contrainte | 81,4 |
| | C-2 103,3 | Pas de contrainte | 103,3 |
| | C-3 103,3 | 103,3 | 103,3 |
| | C-4 81,4 | 85,0 | 83,1 |

Les points expérimentaux Seq-Ntest (Intervalle de contrainte équivalent versus Nombre de cycles du test) de rupture obtenus sont placés dans la figure 68 et comparés à la courbe S-N de catégories C et C' comme spécifié par l'*AASHTO Bridge Design Specifications* (AASHTO, 1998). La figure 68 montre que les trois points obtenus sont au dessus de ces courbes, et ainsi sont compatibles avec les catégories C et C'.

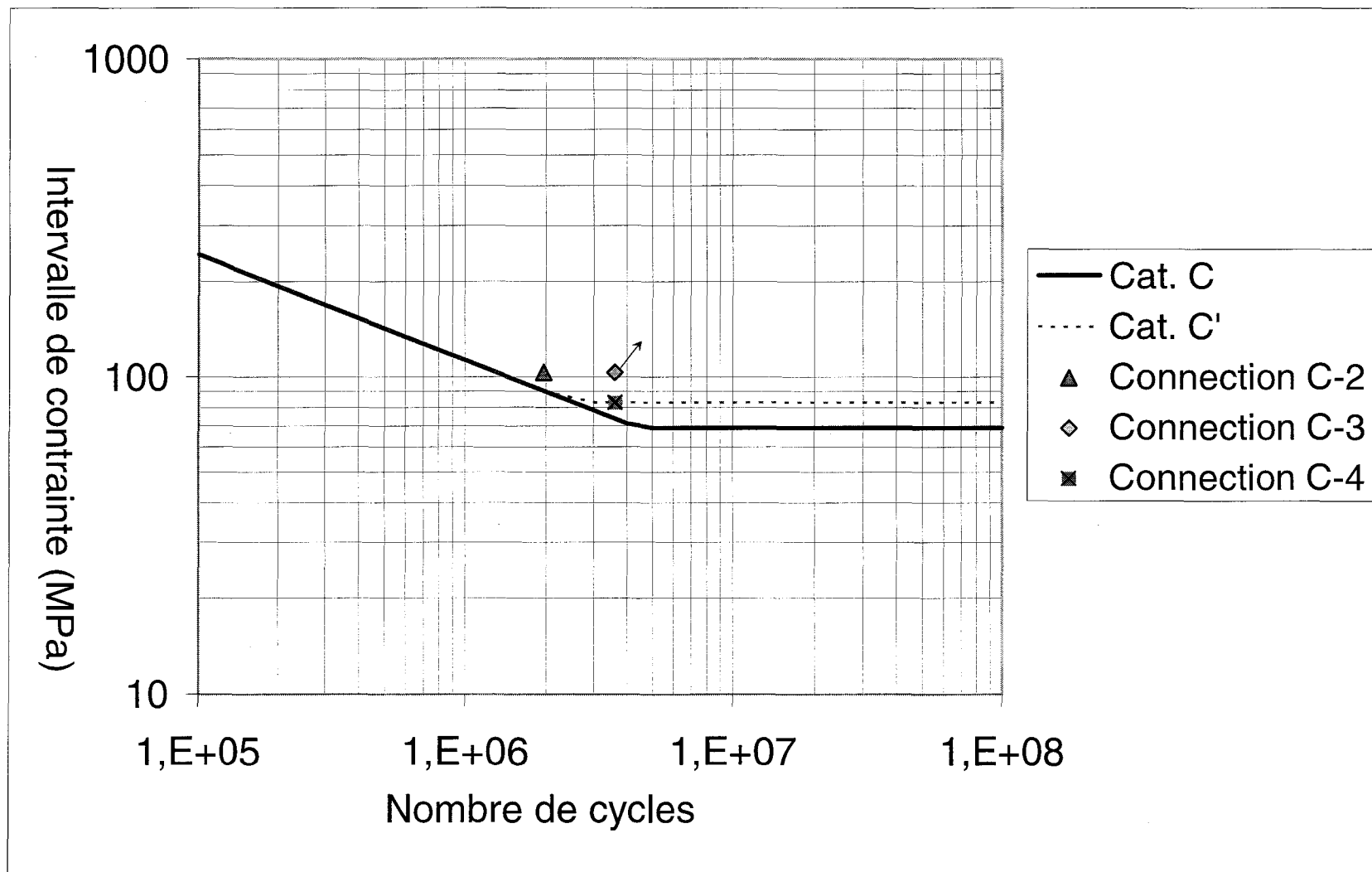


Figure 68 Comparaison des résultats avec les courbes S-N de l'AASHTO Bridge Specifications pour MJ-1

8.3 Résultats détaillés des tests du spécimen MJ2

8.3.1 Vérification de la répétabilité

Le tableau XVII présente les déformations expérimentales obtenues à différents emplacements pour les trois tests statiques de calibration effectués pour les vérifications de calibration et de répétabilité. Le tableau XVII montre que les intervalles de déformation mesurés ne varient pas plus que de 7%, ce qui est en dessous de la limite de 25% recommandée par le rapport 402 du NCHRP (Dexter et al., 1997). La stabilité des valeurs est ainsi établie pour ce spécimen.

8.3.2 Tests de calibration

Le tableau XVIII résume les résultats des tests de calibration. Le tableau compare les déformations expérimentales à différents emplacements obtenus par les tests statiques avec les déformations données par les modèles 3-D et 1-D (voir chapitre 7) aux mêmes emplacements. Les variations obtenues entre les valeurs expérimentales et théoriques confirment la validité du modèle 3-D. En effet, la variation maximum entre les valeurs expérimentales et théoriques est de 25%, ce qui est raisonnable, à l'exception des jauges No. 7, No. 17 et No. 18. Ces trois jauges sont localisées près des points d'inflexion de la poutre centrale où les valeurs théoriques sont proches de zéro. Ainsi, les valeurs mesurées sont très petites et à l'intérieur de la sensibilité des jauges électriques.

Le modèle 1-D donne 19 valeurs sur 24 à l'intérieur de la limite de 25%. Il peut être remarqué que excepté pour les jauges localisées près de la connexion extérieure C-1, les variations entre les valeurs expérimentales et théoriques obtenues par le modèle 1-D sont très comparables à celles obtenues par le modèle 3-D. Ainsi, à l'exception des connexions extérieures, le modèle 1-D donne des prédictions très fiables.

Tableau XVII

Déformations expérimentales pour les trois tests de calibration statique pour le spécimen MJ-2

| Jauge | RUN | | | Moyenne mesurée | Variation Maximum%* |
|-------------------|------|------|------|-----------------|---------------------|
| | 1 | 2 | 3 | | |
| 1 | 200 | 194 | 195 | 196 | 2 |
| 2 | 177 | 176 | 177 | 177 | 1 |
| 3 | 416 | 413 | 412 | 414 | 0 |
| 4 | 350 | 345 | 345 | 347 | 1 |
| 5 | 390 | 384 | 386 | 387 | 1 |
| 6 | 289 | 286 | 286 | 287 | 1 |
| 7 | 47 | 44 | 44 | 45 | 4 |
| 8 | 60 | 56 | 56 | 57 | 5 |
| 9 | -256 | -255 | -255 | -255 | 0 |
| 10 | -177 | -178 | -178 | -178 | 1 |
| 11 | -255 | -254 | -254 | -254 | 0 |
| 12 | -174 | -173 | -173 | -173 | 1 |
| 13 | -258 | -254 | -254 | -255 | 1 |
| 14 | -150 | -150 | -150 | -150 | 0 |
| 15 | -265 | -262 | -262 | -263 | 1 |
| 16 | -191 | -188 | -188 | -189 | 2 |
| 17 | 14 | 16 | 16 | 15 | 7 |
| 18 | 33 | 36 | 36 | 35 | 6 |
| 19 | 354 | 358 | 358 | 357 | 1 |
| 20 | 264 | 265 | 264 | 264 | 0 |
| 21 | 474 | 471 | 471 | 472 | 0 |
| 22 | 345 | 342 | 342 | 343 | 1 |
| 23 | 205 | 204 | 204 | 204 | 0 |
| 24 | 170 | 170 | 170 | 170 | 0 |
| 25 ^(a) | - | - | - | - | - |
| 26 | -280 | -274 | -274 | -276 | 1 |
| 27 | -243 | -236 | -236 | -238 | 2 |
| 28 | -357 | -347 | -347 | -350 | 2 |
| 29 | -338 | -328 | -328 | -331 | 2 |
| 30 | -335 | -331 | -331 | -332 | 1 |
| 31 | -310 | -301 | -302 | -304 | 2 |
| 32 | -268 | -264 | -264 | -265 | 1 |
| 33 | -236 | -225 | -225 | -229 | 3 |
| 34 ^(a) | - | - | - | - | - |
| 35 ^(a) | - | - | - | - | - |

Notes:

$$* \quad \frac{|\max(R1\text{-moyenne}, R2\text{-moyenne}, R3\text{-moyenne})|}{\text{Moyenne}} \times 100\%$$

(a) La jauge à cet emplacement ne fonctionne pas correctement

Tableau XVIII

Comparaison des résultats du test de calibration avec les valeurs théoriques pour le spécimen MJ-2

| Jauge | Moyenne mesurée | Théorique | | Différence maximum %** | |
|-------------------|-----------------|-----------|------|------------------------|-----|
| | | 3-D | 1-D | 3-D | 1-D |
| 1 | 196 | 211 | 153 | 7 | 28 |
| 2 | 177 | 163 | 280 | 9 | 37 |
| 3 | 414 | 456 | 560 | 9 | 26 |
| 4 | 347 | 358 | 306 | 3 | 13 |
| 5 | 387 | 359 | 424 | 8 | 9 |
| 6 | 287 | 271 | 235 | 6 | 22 |
| 7 | 45 | 6 | 54 | 650 | 16 |
| 8 | 57 | 65 | 35 | 12 | 61 |
| 9 | -255 | -249 | -316 | 2 | 19 |
| 10 | -178 | -203 | -164 | 12 | 8 |
| 11 | -254 | -249 | -316 | 2 | 20 |
| 12 | -173 | -203 | -164 | 15 | 5 |
| 13 | -255 | -249 | -316 | 2 | 19 |
| 14 | -150 | -203 | -164 | 25 | 9 |
| 15 | -263 | -249 | -316 | 6 | 17 |
| 16 | -189 | -203 | -164 | 7 | 15 |
| 17 | 15 | 6 | 54 | 150 | 72 |
| 18 | 35 | 65 | 35 | 46 | 1 |
| 19 | 357 | 359 | 424 | 1 | 16 |
| 20 | 264 | 271 | 235 | 2 | 12 |
| 21 | 472 | 456 | 560 | 4 | 16 |
| 22 | 343 | 358 | 306 | 4 | 12 |
| 23 | 204 | 163 | 280 | 25 | 27 |
| 24 | 170 | 211 | 153 | 19 | 11 |
| 25 ^(a) | - | - | - | - | - |
| 26 | -276 | -321 | NC | 14 | NC |
| 27 | -238 | -263 | NC | 9 | NC |
| 28 | -350 | -404 | NC | 13 | NC |
| 29 | -331 | -343 | NC | 3 | NC |
| 30 | -332 | -404 | NC | 18 | NC |
| 31 | -304 | -343 | NC | 11 | NC |
| 32 | -265 | -321 | NC | 17 | NC |
| 33 | -229 | -263 | NC | 13 | NC |
| 34 ^(a) | - | - | - | - | - |
| 35 ^(a) | - | - | - | - | - |

Notes:

** $\frac{|(\text{moyenne} - \text{théorique})|}{\text{théorique}} \times 100\%$

NC La déformation en ce point n'est pas calculée par le modèle 1-D

^(a) Pas de jauge de déformation à cet emplacement

8.3.3 Résultats du test en fatigue

Les tableaux XIX et XX résument les résultats du test du spécimen MJ-2 sous un chargement dynamique. La première fissure observée est de type B et est apparue à la connexion C-3 (sur le côté de la portée extérieure) après approximativement 1 640 000 cycles (voir figure 69). La fissure a été initiée à la soudure et a progressé dans la barre de support. La rupture comme définie dans le rapport 402 du NCHRP s'est produite à 1 660 000 cycles (voir figure 70). Après la rupture de la connexion C-3, le vérin associé a été arrêté et le second vérin a été ajusté comme montré dans le tableau XIX.

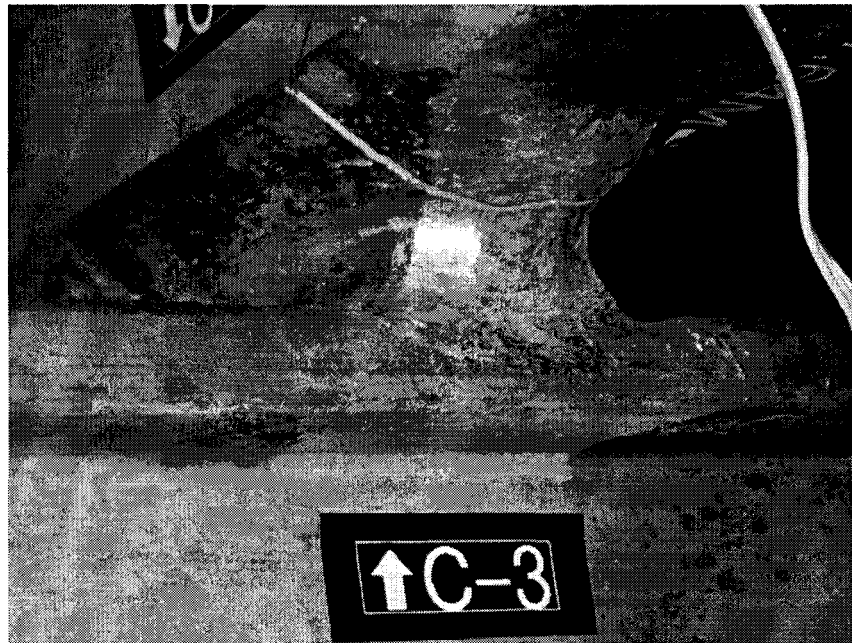


Figure 69 Fissure de type B à la connexion C-3

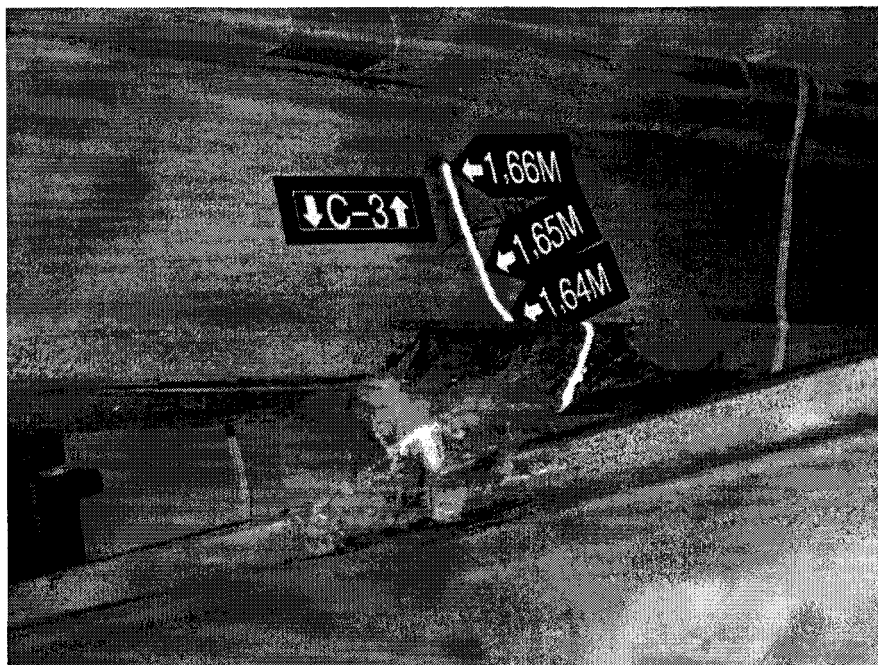


Figure 70 Fissure de type B à la connexion C-3 à 1 660 000 cycles

Dans cette nouvelle configuration, seules les connexions C-1 et C-2 (voir figure 40) sont testées. La seconde fissure est de type C et s'est produite au niveau de la connexion C-1 (connexion extérieure). Cette fissure est apparue au niveau de la soudure après 2 557 000 cycles. Le vérin associé à cette connexion a été stoppé après 3 131 000 cycles et la connexion C-1 ne fut plus sollicitée. Un appui rigide a alors été placé sous la connexion C-3 comme montré sur la figure 71. Cet appui bloque les déplacements verticaux et horizontaux de la connexion C-3 mais permet la rotation. La connexion C-4 fut sollicitée à nouveau. Le test a été stoppé dès que le nombre de cycles pour la validation de C-4 fut atteint (2 040 680) sans observer de fissure sur cette connexion. Aucune fissure ne fut observée dans la connexion C-2 après 3 131 000 cycles et dans la connexion C-4 après 2 040 680 cycles.

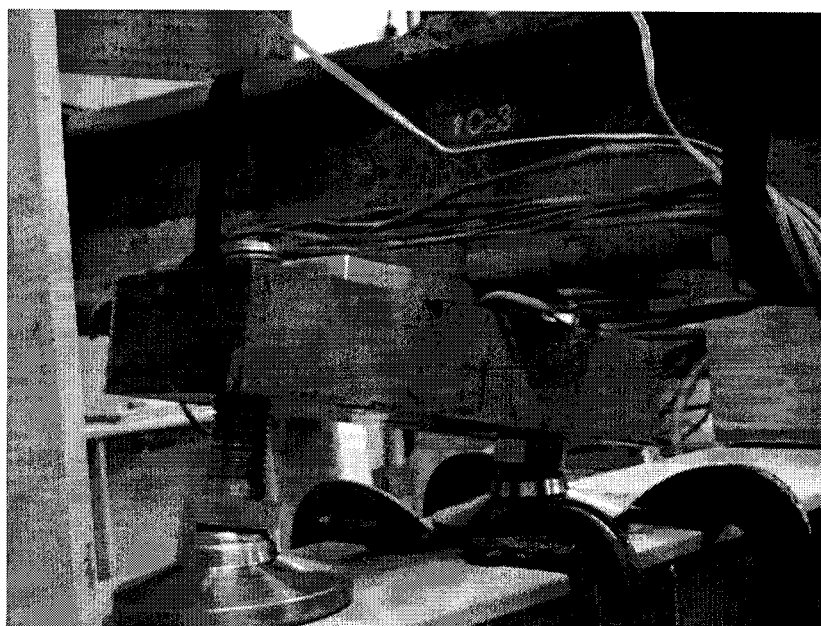


Figure 71 Support rigide à la connexion C-3

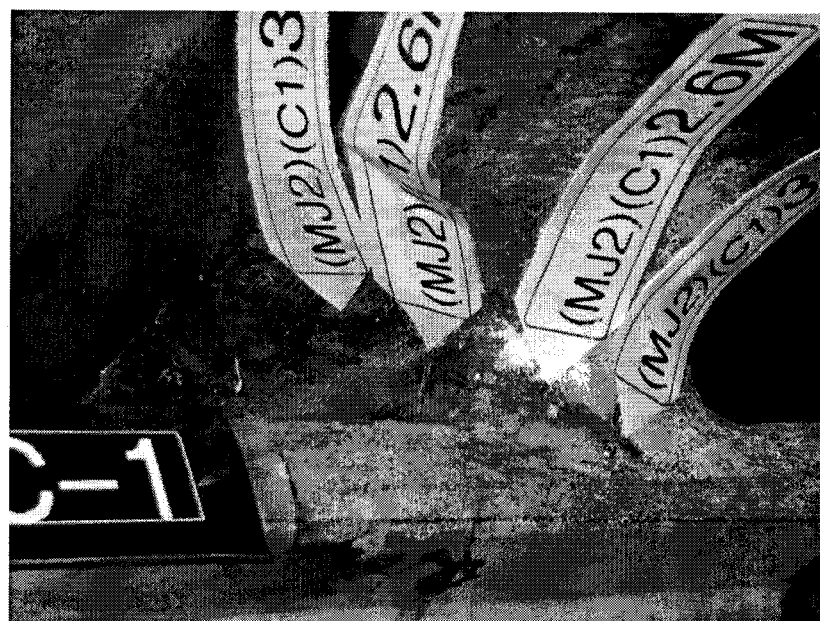


Figure 72 Fissure de type C à la connexion C-1 à 3 131 000 cycles

Tableau XIX

Différentes étapes de chargement lors du test de MJ-2

| Connexion | Cycles | Vérins activés | Charge |
|------------|--------------------------|----------------|----------------------|
| C-1 | De 0 à 1 660 000 | A1 et A2 | 108 kN +/- 63 kN |
| | De 1 659 000 à 3 131 000 | A2 | 109,5 kN +/- 64,5 kN |
| C-2 | De 0 à 1 660 000 | A1 et A2 | 108 kN +/- 63 kN |
| | De 1 660 000 à 3 131 000 | A2 | 109,5 kN +/- 64,5 kN |
| C-3 | De 0 à 1 660 000 | A1 et A2 | 108 kN +/- 63 kN |
| C-4 | De 0 à 1 660 000 | A1 et A2 | 108 kN +/- 63 kN |
| | De 1 660 000 à 2 040 680 | A1 | 112 kN +/- 67 kN |

Tableau XX

Résumé des résultats des tests pour MJ-2

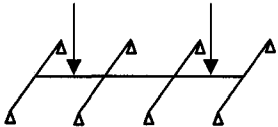
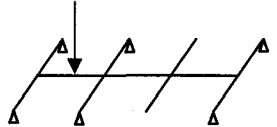
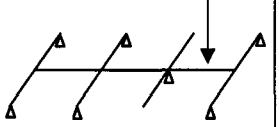
| Connexion | Nombre de cycles à la première fissure | Type de fissure | Nombre de cycles à la rupture | Propagation de la Fissure | Observations |
|------------|--|-----------------|-------------------------------|---------------------------|--|
| C-1 | 2 557 000 | C | N.A. | Soudure | Pas de rupture. Test stoppé à 3 131 000 cycles |
| C-2 | | | | | Pas de fissure. Test stoppé à 3 131 000 cycles. |
| C-3 | 1 640 000 | B | 1 660 000 | Barre de support | Rupture à 1 660 000 |
| C-4 | | | | | Pas de fissure. Test stoppé à 2 040 680 cycles. |

8.3.4 Comparaison avec les catégories C et C' de l'AASHTO

Les intervalles de contrainte équivalents obtenus pour les quatre connexions sont résumés dans le tableau XXI.

Tableau XXI

Différentes étapes de chargement lors du test de MJ-2

| MJ-2 | | 1 ^{ère} Étape | 2 ^{ème} Étape | 3 ^{ème} Étape | Seq |
|--------------------------------|-----|--|---|--|--------------|
| Vérins | | A1 et A2 | A2 | A1 | |
| Charge (kN) | | 108 kN +/- 63 kN | 109,5 kN +/- 64,5 kN | 112 kN +/- 67 kN | |
| Modèle structural | |  |  |  | |
| Nombre de cycles | | 1 660 000 | 1 472 000 | 380 680 | |
| Intervalle de contrainte (MPa) | C-1 | 101,6 | 106,4 | Pas de contrainte | 103,9 |
| | C-2 | 128,8 | 129,4 | Pas de contrainte | 129,1 |
| | C-3 | 128,8 | Rupture | Rupture | 128,8 |
| | C-4 | 101,6 | Pas de contrainte | 99,0 | 101,1 |

Les quatre points S-N (Intervalle de contrainte versus Nombre de cycles) obtenus ont été placés sur la figure 73 et comparés avec la courbe S-N spécifiée par l'AASHTO *Bridge Design Specifications* (AASHTO, 1998) pour les catégories C et C'. Les quatre points sont au dessus des courbes de fatigue de ces catégories.

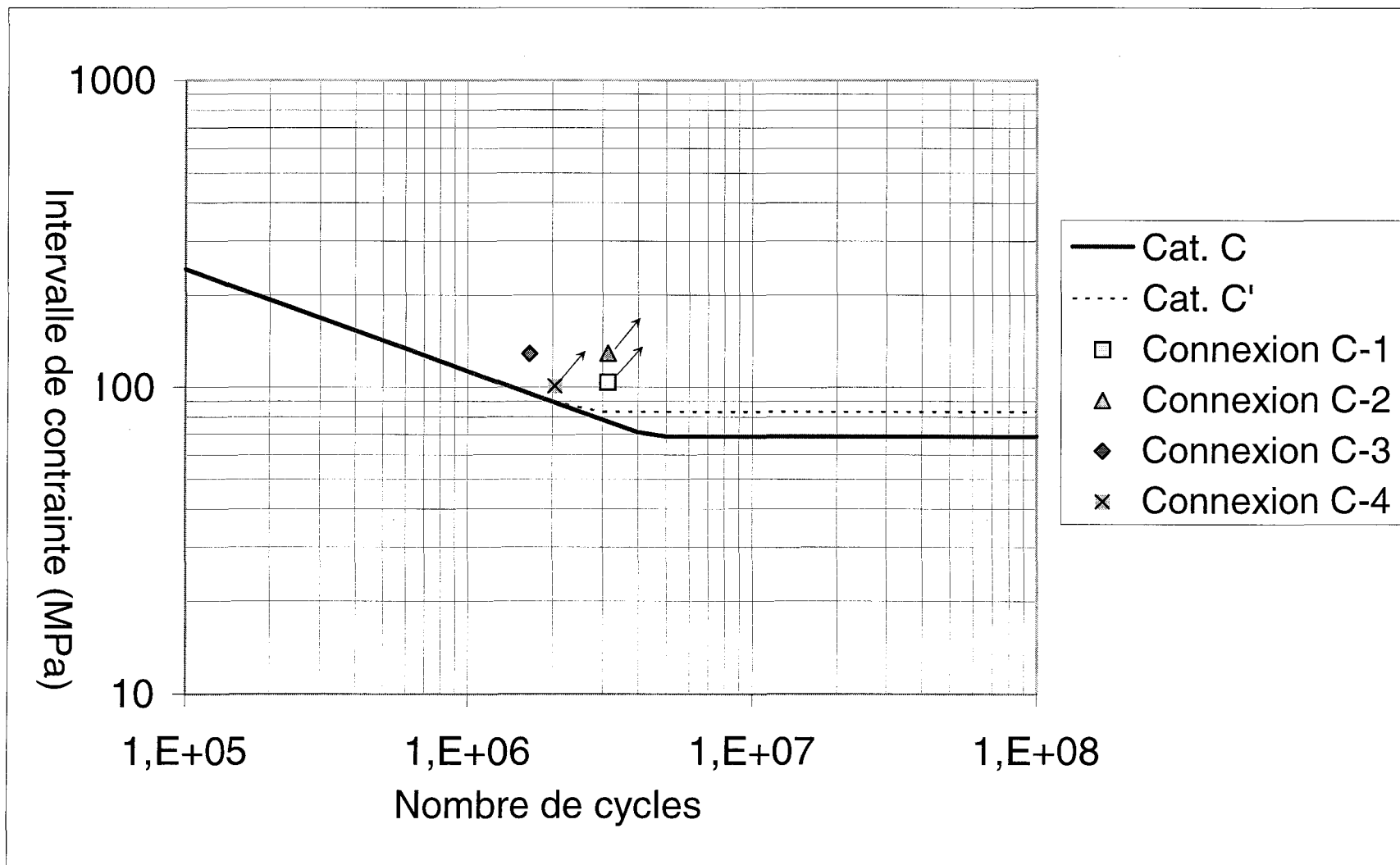


Figure 73 Comparaison des résultats avec les courbes S-N de l'AASHTO Bridge Specifications pour MJ-2

8.4 Résultats détaillés des tests du spécimen MJ-3

8.4.1 Vérification de répétabilité

Le tableau XXII présente les déformations expérimentales obtenues à différents emplacements du spécimen pour les tests de calibration statique. Ces tests ont été effectués pour les vérifications de calibration des jauges et de répétabilité des valeurs. Le tableau XXII montre que les intervalles de contrainte mesurés ne varient pas plus que de 4%, ce qui est en dessous de la limite de 25% recommandée par le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997). Ainsi, la stabilité des mesures et la calibration des jauges ont été vérifiées.

8.4.2 Tests de calibration

Le tableau XXIII donne les résultats des tests de calibration. Le tableau compare les déformations expérimentales à différents emplacements du spécimen avec les déformations obtenues par l'utilisation des modèles 3-D et 1-D (voir chapitre 7) aux mêmes emplacements.

La variation maximale entre les valeurs expérimentales et les valeurs théoriques prédites par le modèle 3-D est de 18%, ce qui est raisonnable à l'exception des jauges No. 7, No. 8, No. 17 et No. 18. Ainsi, les valeurs mesurées sont proches des valeurs théoriques.

L'utilisation du modèle 1-D montre que 20 valeurs sur 24 sont en dessous de la limite recommandée de 25%. Tous les points dont la différence est située au dessus de cette limite sont localisés aux connexions extérieures ou aux points d'inflexion. Le modèle 1-D a donc fourni des prédictions fiables pour les connexions intérieures mais relativement moins précises pour les connexions extérieures.

Tableau XXII

Déformations expérimentales pour les trois tests de calibration statique pour MJ-3

| Jauge | RUN | | | Moyenne mesurée | Variation maximum %* |
|-------------------|------|------|------|-----------------|----------------------|
| | 1 | 2 | 3 | | |
| 1 | 259 | 258 | 260 | 259 | 1 |
| 2 | 228 | 230 | 230 | 229 | 0 |
| 3 | 607 | 609 | 608 | 608 | 0 |
| 4 | 471 | 474 | 472 | 472 | 0 |
| 5 | 504 | 504 | 505 | 504 | 0 |
| 6 | 352 | 350 | 350 | 351 | 0 |
| 7 | 66 | 68 | 68 | 67 | 1 |
| 8 | 44 | 42 | 42 | 43 | 2 |
| 9 | -337 | -335 | -334 | -335 | 1 |
| 10 | -254 | -257 | -256 | -256 | 1 |
| 11 | -329 | -328 | -327 | -328 | 0 |
| 12 | -247 | -248 | -248 | -248 | 0 |
| 13 | -317 | -318 | -317 | -317 | 0 |
| 14 | -252 | -253 | -253 | -253 | 0 |
| 15 | -318 | -317 | -315 | -317 | 1 |
| 16 | -260 | -262 | -261 | -261 | 0 |
| 17 | 58 | 60 | 59 | 59 | 2 |
| 18 | 29 | 27 | 28 | 28 | 4 |
| 19 | 494 | 495 | 495 | 495 | 0 |
| 20 | 337 | 342 | 342 | 340 | 1 |
| 21 | 620 | 619 | 619 | 619 | 0 |
| 22 | 464 | 465 | 465 | 465 | 0 |
| 23 | 252 | 250 | 252 | 251 | 0 |
| 24 | 239 | 240 | 240 | 240 | 0 |
| 25 ^(a) | - | - | - | - | - |
| 26 | -384 | -386 | -386 | -385 | 0 |
| 27 | -356 | -357 | -356 | -356 | 0 |
| 28 | -502 | -502 | -500 | -501 | 0 |
| 29 | -463 | -463 | -463 | -463 | 0 |
| 30 | -483 | -483 | -482 | -483 | 0 |
| 31 | -461 | -462 | -462 | -462 | 0 |
| 32 | -380 | -381 | -381 | -381 | 0 |
| 33 | -343 | -342 | -341 | -342 | 0 |
| 34 ^(a) | - | - | - | - | - |
| 35 ^(a) | - | - | - | - | - |

Notes:

$$* \quad \frac{|\max(R1\text{-moyenne}, R2\text{-moyenne}, R3\text{-moyenne})|}{\text{moyenne}} \times 100\%$$

(a) Pas de jauge de déformation à cet emplacement

Tableau XXIII

Comparaison des résultats du test de calibration avec les valeurs théoriques pour MJ-3

| Jauge | Moyenne mesurée | Théorique | | Différence maximum%** | |
|-------------------|-----------------|-----------|------|-----------------------|-----|
| | | 3-D | 1-D | 3-D | 1-D |
| 1 | 259 | 275 | 199 | 6 | 30 |
| 2 | 229 | 212 | 364 | 8 | 37 |
| 3 | 608 | 593 | 729 | 2 | 17 |
| 4 | 472 | 466 | 398 | 1 | 19 |
| 5 | 504 | 468 | 552 | 8 | 9 |
| 6 | 351 | 352 | 306 | 0 | 15 |
| 7 | 67 | 8 | 70 | 730 | 4 |
| 8 | 43 | 84 | 46 | 40 | 7 |
| 9 | -335 | -324 | -412 | 3 | 19 |
| 10 | -256 | -264 | -214 | 3 | 20 |
| 11 | -328 | -324 | -412 | 1 | 20 |
| 12 | -248 | -264 | -214 | 6 | 16 |
| 13 | -317 | -324 | -412 | 2 | 23 |
| 14 | -253 | -264 | -214 | 4 | 18 |
| 15 | -317 | -324 | -412 | 2 | 23 |
| 16 | -261 | -264 | -214 | 1 | 22 |
| 17 | 59 | 8 | 70 | 630 | 16 |
| 18 | 28 | 84 | 46 | 67 | 39 |
| 19 | 495 | 468 | 552 | 6 | 10 |
| 20 | 340 | 352 | 306 | 3 | 11 |
| 21 | 619 | 593 | 729 | 4 | 15 |
| 22 | 465 | 466 | 398 | 0 | 17 |
| 23 | 251 | 212 | 364 | 18 | 31 |
| 24 | 240 | 275 | 199 | 13 | 21 |
| 25 ^(a) | - | - | - | - | - |
| 26 | -385 | -418 | NC | 8 | NC |
| 27 | -356 | -342 | NC | 4 | NC |
| 28 | -501 | -526 | NC | 11 | NC |
| 29 | -463 | -446 | NC | 4 | NC |
| 30 | -483 | -526 | NC | 8 | NC |
| 31 | -462 | -446 | NC | 4 | NC |
| 32 | -381 | -418 | NC | 9 | NC |
| 33 | -342 | -342 | NC | 0 | NC |
| 34 ^(a) | - | - | - | - | - |
| 35 ^(a) | - | - | - | - | - |

Notes:

** $\frac{|(\text{moyenne} - \text{théorique})|}{\text{Théorique}} \times 100\%$

NC La déformation en ce point n'est pas calculée par le modèle 1-D
 (a) Pas de jauge de déformation à cet emplacement

8.4.3 Tests en fatigue

Les tableaux XXIV et XXV résument les résultats du test obtenus pour le spécimen MJ-3 sous un chargement dynamique.

La première fissure, de type B est apparue à la connexion C-3 après 530 000 cycles (voir figure 74) et a progressé dans la barre de support. La rupture comme définie par le rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997) s'est produite à 567 900 cycles (voir figure 75). Le vérin associé a alors été arrêté et le second fut ajusté comme montré dans le tableau XXIV.

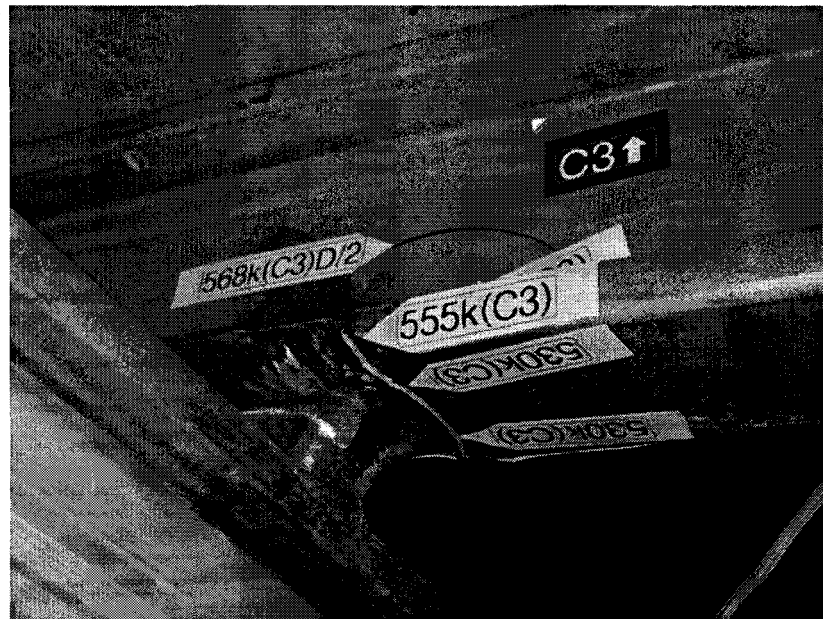


Figure 74 Première fissure à la connexion C-3 à 530 000 cycles



Figure 75 Fissure de type B à la connexion C-3 à 568 000 cycles

Dans cette nouvelle configuration, seules les connexions C-1 et C-2 (voir figure 40) sont testées. La seconde fissure s'est produite à la connexion C-2 et a été initiée à la soudure après 747 000 cycles (voir figure 76). Cette fissure est de type B et a progressé rapidement dans la barre de support. La rupture a été observée à 838 000 cycles (voir figure 77).



Figure 76 Fissure à la connexion C-2 à 747 000 cycles



Figure 77 Fissure de type B à la connexion C-2 à 838 000 cycles

Avec les ruptures des deux connexions intérieures, le spécimen est devenu instable. Pour continuer à tester les connexions extérieures, des supports rigides ont été placés aux connexions C-2 et C-3 comme montré sur la figure 71. Le chargement des connexions extérieures C-2 et C-3 a ainsi pu être poursuivi en utilisant les deux vérins. L'intervalle de charge appliqué sur les deux vérins a été augmenté légèrement à $\pm 85,5$ kN afin de maintenir le même intervalle de contrainte au niveau de ces connexions. Une fissure de type B s'est produite à la connexion C-1 après 1 007 000 cycles (voir figure 78). Le vérin associé a été arrêté à 1 120 000 cycles avant d'atteindre le critère de rupture de cette connexion. Aucune autre fissure ne fut observée à la connexion C-4 après 1 000 000 de cycles cumulés.



Figure 78 Fissure de type B à la connexion C-1 à 1 007 000 cycles



Figure 79 Fissure de type B à la connexion C-1 à 1 120 000 cycles

Tableau XXIV

Différentes étapes de chargement lors du test de MJ-3

| Connexion | Cycles | Vérins activés | Charge |
|------------|------------------------|----------------|----------------------|
| C-1 | De 0 à 567 900 | A1 et A2 | 127 kN +/- 82 kN |
| | De 567 900 à 838 000 | A2 | 128,6 kN +/- 83,6 kN |
| | De 838 000 à 1 120 000 | A1 et A2 | 130,5 kN +/- 85,5 kN |
| C-2 | De 0 à 567 900 | A1 et A2 | 127 kN +/- 82 kN |
| | De 567 900 à 838 000 | A2 | 128,6 kN +/- 83,6 kN |
| C-3 | De 0 à 567 900 | A1 et A2 | 127 kN +/- 82 kN |
| C-4 | De 0 à 567 900 | A1 et A2 | 127 kN +/- 82 kN |
| | De 567 900 à 849 500 | A1 et A2 | 130,5 kN +/- 85,5 kN |
| | De 849 500 à 1 000 000 | A1 | 132,2 kN +/- 87,2 kN |

Tableau XXV

Résumé des résultats des tests pour MJ-3

| Connexion | Nombre de cycles à la première fissure | Type de fissure | Nombre de cycles à la rupture | Propagation de la fissure | Observations |
|-----------|--|-----------------|-------------------------------|---------------------------|--|
| C-1 | 1 007 000 | - | - | - | Pas de rupture. Test stoppé à 1 120 000 cycles |
| C-2 | 747 000 | B | 838 000 | Barre de support | - |
| C-3 | 530 000 | B | 567 900 | Barre de support | - |
| C-4 | - | - | - | - | Pas de fissure. Test stoppé à 1 000 000 cycles. |

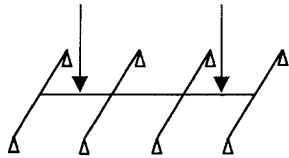
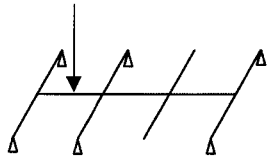
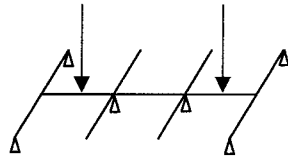
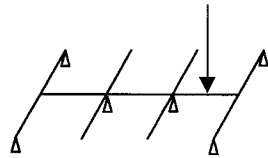
8.4.4 Comparaison avec les catégories C et C' de l'AASHTO

Les intervalles de contraintes calculés pour chaque phase de chargement ainsi que les intervalles de contrainte équivalents sont présentés dans le tableau XXVI.

Les quatre points S-N (Intervalle de contrainte versus Nombre de cycles) obtenus ont été placés sur la figure 80 et comparés avec la courbe S-N spécifiée par l'AASHTO *Bridge Design Specifications* (AASHTO, 1998) pour les catégories C et C'. Les quatre points sont au dessus des courbes de fatigue de ces catégories. Les connexions sont donc compatibles avec les catégories C et C'.

Tableau XXVI

Différentes étapes de chargement lors du test de MJ-3

| MJ-3 | | 1 ^{ère} Étape | 2 ^{ème} Étape | 3 ^{ème} Étape | 4 ^{ème} Étape | Seq |
|--------------------------------|-----|---|--|---|---|--------------|
| Vérins | | A1 et A2 | A2 | A1 et A2 | A1 | |
| Charge | | 127 kN +/- 82 kN | 128,6 kN +/- 83,6 kN | 130,5 kN +/- 85,5 kN | 132,2 kN +/- 87,2 kN | |
| Modèle structural | |  |  |  |  | |
| Nombre de cycles | | 567 900 | 270 100 | 282 000 | 150 574 | |
| Intervalle de contrainte (MPa) | C-1 | 132,2 | 137,9 | 131,4 | Pas de contrainte | 133,4 |
| | C-2 | 167,7 | 164,6 | Rupture | Rupture | 166,7 |
| | C-3 | 167,7 | Rupture | Rupture | Rupture | 167,7 |
| | C-4 | 132,2 | Pas de contrainte | 131,4 | 126,7 | 131,2 |

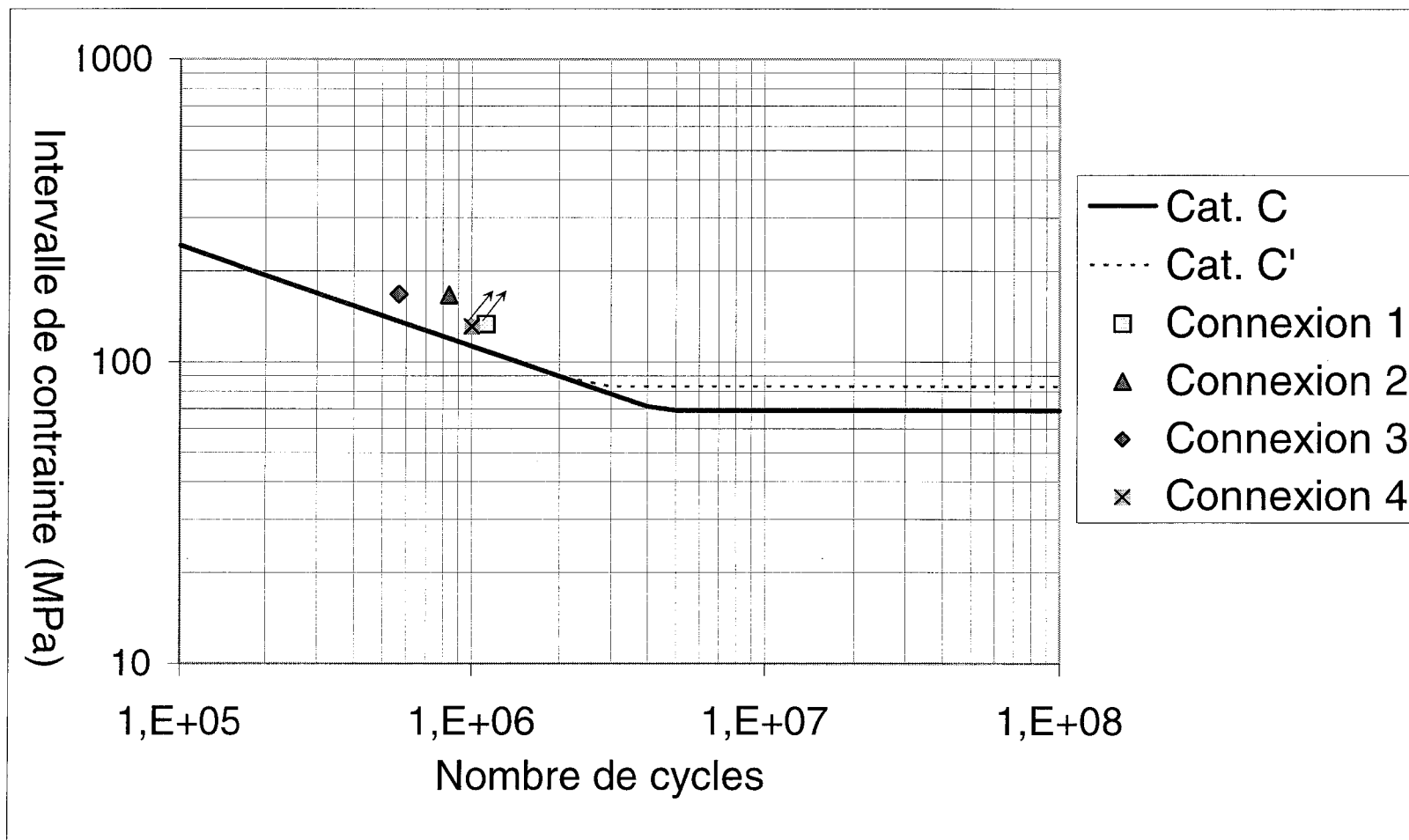


Figure 80 Comparaison des résultats avec les courbes S-N de l'AASHTO Bridge Specifications pour MJ-3

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Bien que les joints modulaires d'expansion modernes soient efficaces avec peu de maintenance, il subsiste toujours trois types de problèmes :

- Mauvaise installation
- Usure et déchirement des composants en élastomère
- Fissure en fatigue des parties en acier et de leur connexion

Cependant, suite aux recommandations du programme de l'AASHTO (Rapport NCHRP 402 et 467), les nouvelles normes et exigences reliées aux joints modulaires sont beaucoup plus sévères et explicites. Leur application entraîne sinon la disparition de ces problèmes, une grande diminution de leur fréquence d'apparition.

Désormais, les joints modulaires doivent satisfaire des exigences accrues en terme de résistance à la fatigue. La satisfaction de ces exigences n'est obtenue et démontrée que par le moyen de mise à l'essai des spécimens de joints, afin de répondre aux demandes croissantes des propriétaires.

Ainsi, onze tests de fatigue sur trois spécimens de joints modulaires d'expansion à barres de support multiples avec connexions soudées par pleine pénétration de la compagnie Z-Tech ont été complétés selon les spécifications du rapport NCHRP 402 (Dexter et al., 1997).

Des fissures et des ruptures de fatigue ont été observées au niveau des connexions soudées seulement. Les résultats des tests ont permis de construire une courbe de fatigue expérimentale de ce détail avec onze points. La totalité de ces points était située au-dessus des courbes de fatigue de l'AASHTO pour les catégories C et C'. Ainsi, il est conclu que la résistance à la fatigue des connexions soudées du joint modulaire d'expansion à barre de support multiple de Z-Tech est compatible avec les catégories C et C' l'AASHTO LRFD 1998 Bridge Design Code.

La première phase de cette étude portait sur le premier spécimen et avait permis l'utilisation des joints modulaires Z-Tech lors de la réhabilitation du tablier du pont Jacques Cartier en 2002.

Enfin, cette étude a permis de confirmer que ce type de joint modulaire peut être modélisé par des modèles simples 3-D et 1-D qui donnent des résultats raisonnablement précis (moins de 25% d'erreur). Cependant, il est à noter que les prédictions du modèle 1-D pour les connexions extérieures sont moins précises que celles données par le modèle 3-D, puisque les valeurs données peuvent varier de plus de 25% par rapport aux valeurs mesurées.

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. (1994). *Standard Specification for highway bridges*. 1st Ed. Washington, DC.
- AASHTO. (1998). *Standard Specification for highway bridges*. 2nd Ed. Washington, DC.
- Azevedo W.H. (1981). *Evaluation of Watertight Bridge Expansion Joints*. Report No. UKTRP-81-12, University of Kentucky.
- Barker, R.M. (1997). *Design of highway bridges*. J. Wiley and Sons, New York, N.Y.
- Benson, K. (1986). *Bridge Deck Expansion Joint Evaluation*. Arkansas State Highway and Transportation Department.
- Bramel et al. (1998). *Asphalt Plug Joint Usage and Perception in the United States*. National Research Council, Washington, D.C.
- Bramel B. K. et al. (2000). *Asphalt Plug Joints*. Transportation Research Record 1740, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Burke, M. P., Jr. (1989). *Bridge Deck Joints*. NCHRP Report 141, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Bush G.A. et al. (1986). *Finger Joints: A Historical Review of Design and Performance*. 3rd Int. Bridge Conf., Pittsburgh, P.A.
- Calgaro J-A. (2000). *Projet et Construction des Ponts*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Chang L-M., Lee Y-J. (2002). *Evaluation of Performance of Bridge Deck Expansion Joints*. Journal of Performance of Constructed Facilities.
- Connor R. J., Dexter R. J. (1999). *Fatigue Design of Modular Bridge Expansion Joints*. Transportation Research Record 1688, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Crocetti R., Edlund B. (2003). *Fatigue Performance of Modular Bridge Expansion Joints*. Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE.
- Dahir, S.H., Mellott, D.B. (1985). *Bridge Deck Expansion Joints*. Pennsylvania Department of Transportation

Dahir S. H., Mellott D. B. (1987). *Bridge Deck Expansion Joints*. Transportation Research Record 1118, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Demetrios E. T. (1995). *Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges*. McGraw-Hill, New York, N.Y.

Dexter R. J. et al. (1997). *Fatigue Design of Modular Bridge Expansion Joints*. NCHRP Report 402, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Dexter R. J. et al. (2002). *Performance Testing for Modular Bridge Joint Systems*. NCHRP Report 467, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Dolan V., et al. (1995). *The Design and Analysis of Armored Expansion Joints for Highway Bridges*. M.S. Thesis, University of Texas at Austin.

Dornsife R. J. (2000). *Expansion Joints*. Bridge Engineering Handbook, Ed. Wai-Fah Chen et Lian Duan.

FHWA, (1977). *Watertight Bridge Deck Joint Seals – National Experimental and Evaluation Program*. (NEEP Project 11), Federal Highway Administration, Washington, D.C.

FHWA, (1980). *Expansion Devices for Bridges*. U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.

Fincher H.E. (1983). *Evaluation of Rubber Expansion joints for Bridges*. Indiana Department of Highways.

Frederick G.A. (1984). *Development of Watertight Bridge Deck Joint Seals*. Report No. 84-7, New York State Department of Transportation.

Guzaltan, F. (1993) *Bridge inspection and rehabilitation—A practical guide*. L. G. Silano, ed., Wiley, New York.

Hamilton, C.D. (1985). *Bridge Deck Expansion Joints Final Report*. Maine department of Transportation.

Hill, J.J. and A.M. Shirolé, (1984). *Bridge Joint Systems – A Performance Evaluation*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Kazakavich, V., Massimilian, D. (1982). *New York State Goes Mod. Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures*, Vol. 2, American Concrete Institute.

Keating, P. B., Fisher, J. W. (1986). *Evaluation of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details*. NCHRP Report 286, Transportation Research Board, Washington, D.C.

McGovern M. S. (1999). *A Closer Look at Bridge Expansion Joints*. Aberdeen's Concrete Construction, Volume 44.

Michie, J.D., et al. (1992). *Performance and Operational Experience of Truck-Mounted Attenuators*. NCHRP Synthesis of Highway Practice 182, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Moses, F., Shilling, C. G., et Raju, K. S., (1987). *Fatigue Evaluation Procedures for Steel Bridges*. NCHRP Report 299, Transportation Research Board, Washington, D.C.

NCHRP, (1987). *Fatigue Evaluation Procedures for Steel Bridges*. NCHRP Report 299, Transportation Research Board, Washington, D.C.

NCHRP, (1979). *Bridge Deck Joint Sealing Systems: Evaluation and Performance Specification*. NCHRP Report 204, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Osberg C. et Dexter R., (1999). *Performance Testing of Modular Bridge Joint Systems—Interim Report*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Price A.W., Simonsen J.E., (1986). *Evaluation of Bridge Deck Expansion joints*. Report No. R-1278, Michigan Transportation Commission.

Price R., (1984). *Performance in Service of Bridge Deck Expansion Joints*. TRRL Report, Transport Road and Research Laboratory, United Kingdom.

Roeder C. W., et al., (1994). *Fatigue Cracking in Modular Bridge Expansion Joints*. Transportation Research Record 1460, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Roeder C. W., et al., (1995). *Field Measurements of Large Modular Expansion Joint*. Transportation Research Board, National Research Council, Fourth International Bridge Engineering Conference Volume 2.

Swanson, H.N., (1983). *Bridge Deck Expansion Devices*, Colorado Department of Highways.

Tschemmerneegg, F., (1991). *The Design of Modular Expansion Joints*. 3rd World Congr. on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, Toronto.

Tschemmerneegg, F., Pattis, A., (1994). *Using the Concept of Fatigue Test to Design a Modular Expansion Joint*. Transportation Research Board, Washington, D.C.

Van Lund John A., (1993). *Improving the Quality and Durability of Modular Bridge Expansion Joints*. Transportation Research Record 1393, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Van Lund, J. A., et al., (1997). *Modular Bridge Expansion Joints for the Lacey V. Murrow Floating Bridge*. Transportation Research Record 1594, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Van Lund J. A. et al., (1999). *Jointless Bridges and Bridge Deck Joints in Washington State*. Transportation Research Record 1688, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Washington State Department of Transportation, (1993). *Bridge Modular Expansion Joint System Specification*. Olympia.

Washington State DOT, (1999). *Bridge Modular Expansion Joint System Specification*.

Weisgerber, F. E. et al., (1987). *Observations from a Field Study of Expansion Joint Seals in Bridges*. Transportation Research Record 1118, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Weishahn, L., (1984). *Bridge Deck Expansions Joints – Experimental Project No. 5*, Nebraska Department of Roads.